NGUYỄN VIẾT TRUNG

CHẨN ĐOÁN
CÔNG TRÌNH CẦU

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2010

LỜI NÓI ĐẦU

Trên các tuyến đường bộ và đường sắt Việt Nam có rất nhiều công trình cầu được xây dựng, đó là các cầu thép, cầu thép - bêtông liên hợp, cầu treo...; Trong quá trình khai thác sử dụng do ảnh hưởng của môi trường, do lão hoá của vật liệu, do bị khai thác liên tục trong thời gian dài... dẫn đến việc hư hỏng các công trình ở những mức độ khác nhau. Vì vậy, việc theo dõi kiểm tra và chẩn đoán các hư hỏng, khuyết tật nhằm giúp cho công tác quản lý có phương pháp duy tu, bảo dưỡng thích hợp, đảm bảo năng lực thông qua các phương tiện vận tải trong điều kiện an toàn nhất là công việc vô cùng quan trọng.

Cuốn sách ***"Chẩn đoán công trình Cầu"*** *được biên soạn với mục đích cung cấp những kiến thức về các phương pháp chẩn đoán tình trạng của các cầu cũ bằng thép, bêtông cốt thép, bêtông trên các tuyến đường bộ và đường sắt. Đây là tài liệu tham khảo cho các kỹ sư cầu đường, sinh viên thuộc chuyên ngành đào tạo kỹ sư cầu đường và các nhà quản lý quan tâm đến lĩnh vực cầu đường.*

Quá trình biên soạn và xuất bản có thể còn có thiếu sót - Nhà xuất bản Xây dựng và tác giả xin chân thành cảm ơn và tiếp thu mọi ý kiến góp ý nhằm giúp cho cuốn sách được hoàn thiện hơn trong lần xuất bản sau.

Địa chỉ liên hệ:

Nhà xuất bản Xây dựng 37 Lê Đại Hành - Hà Nội. ĐT: 9760216

hoặc liên hệ trực tiếp với tác giả theo số điện thoại: 0913.555.194;

Email: Viettrungng@.hn.vnn.vn.

Tác giả

Chương 1

CÁC VẤN ĐỀ CHUNG

1.1. KHÁI NIỆM VỀ CHẨN ĐOÁN CÔNG TRÌNH

1.1.1. Các định nghĩa và thuật ngữ

Trong công tác nghiên cứu đánh giá một công trình mới xây dựng xong hoặc đang khai thác người ta thường dùng một số thuật ngữ như: chẩn đoán, kiểm định, đánh giá năng lực chịu tải, tính toán đẳng cấp, tính toán lại kết cấu, v.v... mà đôi khi mọi người chưa thật sự thống nhất với nhau về nội dung các thuật ngữ này, đôi khi các khái niệm còn bị hiểu lẫn lộn. Vì vậy để thuận tiện trình bày các vấn đề trong phạm vi tài liệu này, sau đây sẽ tạm thời thống nhất định nghĩa về một số thuật ngữ thông dụng.

1.1.1.1. Tính toán lại kết cấu: (Recalculation)

Chỉ dùng các tính toán dựa trên các kiến thức cơ học và các quy định của các tiêu chuẩn thiết kế hoặc các tiêu chuẩn khác để tính toán lại kết cấu về mặt cơ học. Số liệu ban đầu để tính toán có thể thu thập từ kết quả khảo sát, đo đạc trên các mẫu thử lấy ra từ kết cấu rồi đem về phòng thí nghiệm hoặc trên các kết cấu thực ở các trạng thái làm việc khác nhau.

1.1.1.2. Đánh giá năng lực chịu tải (tham khảo tiếng Anh: Evaluation)

Bao gồm sự tổng hợp tất cả các kết quả theo dõi lâu dài, kết quả tính toán, đo đạc các tham số cơ học và hình học ở các tình huống làm việc của công trình để rút ra kết luận về khả năng chịu tải trọng của công trình. Công trình sẽ được đánh giá theo các trạng thái giới hạn về cường độ, về nứt, về biến dạng. Kết luận sẽ cho biết tải trọng như thế nào thì được phép tác động lên công trình với mức độ an toàn nào đó đã cho trước. Như vậy không bàn nhiều đến tuổi thọ còn lại của công trình.

1.1.1.3. Kiểm định

Thuật ngữ này có xuất xứ từ âm Hán - Việt, được đưa vào Việt Nam từ những năm sau 1954, khi các chuyên gia Trung Quốc sang giúp Việt Nam khôi phục các tuyến đường, đặc biệt là các tuyến đường sắt. Có thể hiểu nội dung công tác kiểm định bao gồm cả việc đánh giá năng lực chịu tải công trình và việc thử tải cầu. Vì vậy khi chỉ tính toán để đánh giá năng lực chịu tải thì nhiều kỹ sư quen dùng thuật ngữ: "tính toán kiểm định". điều này tương đương với việc tính toán lại kết cấu.

1.1.1.4. Thử tải

Công tác thử tải bao gồm các thí nghiệm dùng máy móc để đo đạc các tham số cơ học của kết cấu công trình (ứng suất, độ võng, chu kỳ dao động, v.v...) dưới tác dụng của tải trọng thử nào đó đã định trước. Thông thường người ta chọn tải trọng thử có độ lớn và cách xếp tải sao cho có thể gây ra tác dụng không nhỏ hơn mức 80% khả năng chịu lực của công trình (lấy theo kết quả tính toán lại đối với kết cấu công trình).

Việc thử tải đối với công trình vừa mới xây dựng xong nhằm để xác định trạng thái ban đầu trước khi khai thác nhằm lưu trữ thông tin ban đầu và sử dụng trong khai thác theo dõi công trình lâu dài.

Đối với các công trình cũ, ở Việt Nam vẫn dựa theo quan niệm cũ của các nhà khoa học Nga (Liên Xô cũ), thường tiến hành thử tải cho công trình với tải trọng thử được dự kiến đặc biệt riêng cho từng trường hợp.

Tuy nhiên ở nhiều nước (Anh, Pháp, Mỹ, v.v...) không chú trọng việc thử tải dưới tải trọng thử đặc biệt mà chú trọng việc đo đạc các tham số làm việc của công trình trong suốt thời gian dài liên tục nhiều tháng dưới tác dụng của tải trọng khai thác thường xuyên (không cố tình tạo ra một loại tải trọng thử đặc biệt), sau đó xử lý thống kê kết quả đo để phân tích và kết luận về chất lượng công trình này.

1.1.1.5. Chẩn đoán (bệnh học công trình)

Thuật ngữ này bắt đầu xuất hiện trong khoảng 10 năm gần đây khi có những hợp tác với các chuyên gia xây dựng của Pháp (tiếng Pháp: Pathology, tiếng Anh: Assesement). Đây là một thuật ngữ vay mượn từ ngành y học nên có người dùng thuật ngữ rõ hơn là "chẩn đoán bệnh học công trình".

Trong chẩn đoán cần sử dụng đến các kiến thức và các công tác đo đạc, các thí nghiệm không những chỉ về mặt cơ học và hình học mà còn xét về mặt hoá học và bản chất các quá trình lý - hoá - cơ - điện diễn ra trong lòng kết cấu, vật liệu làm kết cấu và các bộ phận công trình mà mắt thường không quan sát được. Những vấn đề về vật liệu học sẽ được xem xét kỹ lưỡng hơn. Những công cụ máy móc được dùng để khảo sát cũng phức tạp hơn, ví dụ như các máy dò nội soi, các máy đo hàm lượng các hoá chất đặc biệt, các máy chiếu tia X, máy siêu âm, máy dò kiểu điện trường, kính hiển vi điện tử, máy phân tích quang phổ, máy dò bằng cách đo chấn động, đo âm vọng, v.v... Công tác chẩn đoán mang nhiều nội dung xem xét phát hiện các bệnh tật của công trình (như lún sụt, nghiêng lệch, ăn mòn, suy thoái, lỗ rỗng, độ xốp, mức độ dao động, độ mỏi, nứt, tách lớp, v.v...) và tìm ra những nguyên nhân gây ra các bệnh đó, rồi dự báo sự phát triển của các bệnh này và những ảnh hưởng xấu tạm thời hoặc lâu dài của chúng đến phẩm chất của công trình - nghĩa là đến cả năng lực chịu tải cũng như tuổi thọ của công trình.

Như vậy có thể nói thuật ngữ "Chẩn đoán" công trình hay kết cấu là mang ý nghĩa rộng nhất liên quan đến việc nghiên cứu một công trình đã xây dựng về mọi mặt.

1.1.2. Những lĩnh vực kiến thức liên quan đến chẩn đoán công trình

Để chẩn đoán kết cấu và công trình người kỹ sư phải dựa trên kiến thức tổng hợp về bản chất vật liệu, công nghệ chế tạo vật liệu, công nghệ xây dựng, phân tích kết cấu, các phương pháp đo đạc, các thiết bị chuyên dùng đo đạc, các quá trình ăn mòn và suy thoái của vật liệu và kết cấu, v.v... Ngoài ra còn phải thu thập các thông tin về lịch sử xây dựng và khai thác công trình, những hư hỏng, những sửa chữa đã làm trong quá khứ đối với kết cấu đang xét. Kết quả của các công tác kiểm tra thường xuyên, kiểm tra hàng năm và kiểm tra chi tiết đối với công trình là những thông tin hết sức quan trọng cho việc chẩn đoán.

Trên thế giới đã có nhiều nghiên cứu về áp dụng hệ chuyên gia (một nhánh của ngành khoa học về trí tuệ nhân tạo) trên máy tính để trợ giúp công tác chẩn đoán công trình nhưng chưa thu được kết quả mong muốn. Cho đến nay kinh nghiệm và trình độ của các kỹ sư vẫn là yếu tố quan trọng nhất để đảm bảo chất lượng và độ chính xác của công tác chẩn đoán.

Các lý thuyết toán học thống kê xác suất, lý thuyết độ tin cậy, lý thuyết mô hình và nhiều nhánh của lý thuyết cơ học vật rắn cũng cung cấp nhiều kiến thức bổ ích cho công tác chẩn đoán.

Các nước đều có những tài liệu hướng dẫn mang tính tiêu chuẩn về công tác kiểm tra, đánh giá kết cấu công trình cũ (kết hợp công tác tính toán lại với các công tác đo đạc, thí nghiệm,v.v...). Đó chính là những tài liệu mà kỹ sư chẩn đoán có thể dựa vào.

Ngoài ra những tổng kết kinh nghiệm thực tế cũng rất quan trọng và nên được lưu trữ một cách có hệ thống để dễ dàng tra cứu khi cần thiết.

1.1.3. Vấn đề thống kê

Số liệu thống kê cần phải được cập nhật thường xuyên theo định kỳ và theo các biểu mẫu thống nhất, dễ hiểu, không gây hiểu lầm nhưng cũng đừng rườm rà. Phải vừa lưu trên giấy, vừa lưu trên máy tính nối mạng để tránh rủi ro mà vẫn tận dụng được các ưu điểm của ngân hàng dữ liệu trên máy tính.

1.2. KIỂM TRA THƯỜNG XUYÊN CÔNG TRÌNH

1.2.1. Mục tiêu của công tác kiểm tra thường xuyên

Mục tiêu của công tác kiểm tra thường xuyên nhằm duy tu công trình, phát hiện những bộ phận không bình thường để xử lý hoặc báo cáo cấp trên tìm cách xử lý. Đây là công việc phải làm thường xuyên.

Thời hạn kiểm tra thường xuyên: trong 2 năm đầu, cứ 3 tháng cần kiểm tra một lần, những năm tiếp sau, cứ 6 tháng cần kiểm tra một lần. Trong kiểm tra thường xuyên, phải

ghi nhận những khuyết tật ảnh hưởng đến mức độ khai thác của công trình với những dấu hiệu phát hiện được bằng mắt thường.

1.2.2. Nội dung cơ bản

Trong kiểm tra thường xuyên, cần chú ý đến những khuyết tật trên công trình gây nên sự suy thoái nghiêm trọng hoặc gây ra biến dạng lớn (lớp phủ, khớp nối...), sự tắc nước, nước thoát không đúng chỗ, những thay đổi trong vùng ảnh hưởng của công trình gây tác hại hoặc có khả năng gây tác hại cho công trình. Nếu lối đi vào xem công trình bị trở ngại (do bị lấn chiếm hoặc cây mọc, vv..) cần phải sửa ngay. Nếu phương tiện dùng để xem, kiểm tra công trình khó đặt tại chỗ, cần ghi lại vị trí đó để được thực hiện trong kiểm tra hàng năm.

1.2.2.1. Đối với cầu

Những nội dung cần xem xét, kiểm tra và ghi chép gồm:

- Phần mặt đường và đường vào cầu; những vị trí đọng nước (do lún).

- Rãnh lề đường, rãnh thoát nước trên cầu, đường viền: đảm bảo sự hoàn thiện, sạch sẽ và thông thoáng.

- Khe nối mặt đường (khe biến dạng): trạng thái lớp trát cạnh khe nối, tiếng động bất bình thường khi xe cộ đi qua, những hư hỏng về răng khớp nối, khả năng thông thoát nước dưới khe nối.

- Lan can, vỉa hè: cần kiểm tra độ thẳng đứng, độ thẳng theo chiều dài của lan can, trạng thái bảo vệ chống ăn mòn của lan can, trạng thái khớp lớp trát của vỉa hè, ở phần dưới mặt cầu, việc kiểm tra nhanh bằng mắt để biết.

- Trạng thái của dầm.

- Cách thức rút nước mưa từ phần mặt đường và đặc biệt là chức năng của máng nước, ống tiêu nước và lỗ thoát nếu có.

Đặc biệt hơn, ở phía dưới cầu cần xem xét và ghi nhận những phần sau:

- Trụ, mố, chân tường cánh, chân nón mố, gối cầu: mức độ sạch sẽ, trạng thái bề mặt, sự biến dạng gối cầu, cả cây cỏ ký sinh bám vào...

- Sự đảm bảo tính liên tục và khả năng thoát nước ở khớp nối mặt đường.

- Gối cầu: những vết va dập, trạng thái các bộ phận bảo vệ, những khuyết tật ở vùng lân cận.

- Cần quan sát phía dưới đáy bản mặt cầu để phát hiện và ghi lại: dấu vết va đập của những phương tiện xe quá khổ, sự xuất hiện nhũ đá và các dấu vết thể hiện suy thoái của bêtông, các vết nứt, lộ cốt thép. Đối với cầu thép cần xem xét lớp bảo vệ chống gỉ, các trang bị chống ăn mòn (như protector).

1.2.2.2. Đối với tường chắn đầu cầu

- Phần mặt đường và vỉa hè, vết nứt áo đường, sự nghiêng hoặc dịch vị của mép đường.

- Thành vách tường: sự biến dạng tổng thể, sự lộn xộn của gạch đá xây, sự bong tróc của gạch đá, sự suy giảm của từng vùng nhỏ. Nếu có thể thì xem xét kỹ hệ thống thoát nước.

- Nếu tường chắn đất ở trên đường thì ngoài việc xem xét bình thường cần xem xét trạng thái của đất được chắn trong các mùa khác nhau trong năm, đặc biệt là về mùa lũ.

1.2.2.3. Trường hợp mái dốc có chiều cao lớn

Khi đó ngoài việc khảo sát trạng thái phần mặt đường, phải xem thêm về dáng của mái dốc, tìm các rãnh xói, các vết nứt và biến dạng chung.

1.2.2.4. Đối với hầm

Ngoài việc xem xét chức năng hoạt động của hệ thống chiếu sáng và thông gió, cần xem hệ thống tiêu thoát nước, trạng thái đỉnh vòm. Chú ý những chỗ rò rỉ nước, những chỗ bị lở, những chỗ bị rơi các hạt đá. Cũng cần chú ý trạng thái của đường, lớp áo đường, vỉa hè.

1.2.3. Lập hồ sơ

Nhìn chung việc kiểm tra thường xuyên có ý nghĩa đặc biệt đối với công trình vì cung cấp thông tin kịp thời và sớm cho việc chẩn đoán và quyết định sửa chữa, tăng cường kịp thời. Nếu trên cầu có các thiết bị khác như đường cáp thông tin, đường dây dẫn điện, đường ống nước..., thì cũng phải xem xét các ảnh hưởng có hại của chúng đến công trình.

Mọi ghi chép phải được tập trung vào một bộ hồ sơ thống nhất theo dõi công trình để báo cáo và lưu trữ.

1.3. KIỂM TRA HÀNG NĂM ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH

Việc kiểm tra hàng năm nên được thực hiện vào dịp hết mùa mưa lũ và lập kế hoạch cụ thể có xét đến các điều kiện: giao thông, nhiệt độ, thời tiết, thuỷ văn, điều kiện sử dụng lần lượt các thiết bị kiểm tra, v.v... Khi cần thiết các bộ phận của công trình có thể không cần xem xét trong cùng một thời kỳ. Trước mỗi lần kiểm tra nên xem lại hồ sơ cũ và dự kiến những hạng mục công việc cụ thể cần xem xét, chú ý các nội dung đã sửa chữa trước đó.

Cần ghi nhận về các thay đổi trong vùng lân cận công trình như: có các công trình mới xây dựng, sự thay đổi dòng chảy, v.v... cũng như những thay đổi của bản thân công trình (ví dụ đã được rải thảm nhựa lại, lưu lượng xe quá tải, trọng lượng xe quá tải, các tai nạn cháy nổ, nước ngập v.v...). Khi kiểm tra cần ghi lại điều kiện khí hậu và nhiệt độ

môi trường trong ngày thực hiện kiểm tra, những công việc duy tu đã thực hiện giữa các kỳ kiểm tra và các hiện tượng đã dễ dàng quan sát ngay được.

Cần so sánh kết quả ghi chép với các kết quả kiểm tra lần trước đó. Những chỗ nghi ngờ cần kiểm tra lại vài lần với cách quãng một khoảng thời gian nhất định. Nên có vẽ hình, chụp ảnh, quay phim để minh hoạ.

1.4. KIỂM TRA CHI TIẾT ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH

1.4.1. Mục tiêu

Kiểm tra chi tiết nhằm đánh giá trạng thái công trình sau mỗi khoảng thời gian chừng 10 năm khai thác. Phải phân tích và đánh giá định lượng tình hình suy thoái của từng bộ phận công trình về mặt vật liệu cũng như về mặt kết cấu.

Có thể phân loại 3 kiểu:

- Kiểm tra chi tiết lần đầu tiên
- Kiểm tra chi tiết định kỳ
- Kiểm tra chi tiết ngoại lệ

1.4.2. Kiểm tra chi tiết lần đầu tiên

Mục đích là để xác định "trạng thái 0" đầu tiên của công trình ngay sau khi mới xây dựng xong để sau này đối chiếu so sánh cho những đợt kiểm tra về sau. Nói chung khi đó sẽ kiểm tra tỉ mỉ hơn kiểm tra định kỳ và cố tìm ra hết các khuyết tật do sai sót trong thiết kế cũng như trong thi công. Đặc biệt chú ý những đề mục đã có sự cố ngay lúc đang thi công.

Kết quả kiểm tra chi tiết là phải nêu ra được:

- Những khuyết tật hình học
- Những vị trí không hoàn chỉnh, hư hỏng do lỗi của đơn vị thi công, xây lắp
- Những sự suy yếu của kết cấu được bộc lộ trong quá trình thử tải (cần phân tích)
- Những nội dung mà hợp đồng thầu bắt buộc phải hoàn thành ngay
- Những nội dung có thể để lại, yêu cầu hoàn thiện nhưng vẫn cho phép đưa công trình vào sử dụng

1.4.3. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Tuỳ theo tầm quan trọng, quy mô của công trình mà đơn vị quản lý công trình sẽ ấn định thời hạn kiểm tra chi tiết.

Trước khi kiểm tra chi tiết cần nghiên cứu kỹ:

- Hồ sơ hoàn công
- Hồ sơ kiểm tra chi tiết lần đầu tiên

- Hồ sơ kiểm tra chi tiết gần nhất trước đó

Sau khi kiểm tra chi tiết cần xem xét:

- Biên bản kiểm tra hàng năm

- Các báo cáo liên quan đến công việc duy tu sửa chữa

- Các báo cáo điều tra đặc biệt (ví dụ khi dùng các phép đo siêu âm, đo thuỷ văn, v.v...)

Việc nghiên cứu các hồ sơ tài liệu nhằm đánh giá được trạng thái công trình, nguồn gốc và quá trình phát triển của các khuyết tật cũng như các hiện tượng suy thoái vật liệu.

Nói chung cần kiểm tra kỹ vùng ảnh hưởng lân cận công trình cũng như bản thân công trình. Hồ sơ báo cáo kết quả kiểm tra bao gồm:

- Bản báo cáo với nội dung:

+ Mô tả cấu trúc và chức năng với đặc trưng kích thước chủ yếu, những điều kiện sử dụng của công trình

+ Diễn giải mục tiêu của các công việc kiểm tra

+ Thống kê các phần công trình không có hoặc có khuyết tật, suy thoái cùng với mô tả quá trình phát triển suy thoái, ảnh chụp, hình vẽ minh hoạ

+ Phân loại các khuyết tật theo bản chất, hình dạng các vết nứt và dự đoán nguyên nhân

+ Mức độ các vùng gỉ cốt thép, ăn mòn bêtông

+ Phân tích điều kiện khai thác và những tác động bên ngoài gây nên sự suy thoái

+ Phân tích các kết quả đo và chứng minh bằng số liệu đo đạc, những kết luận

+ Những kết quả kiểm tra của thợ lặn (nếu cần thiết)

- Các tài liệu bổ sung:

+ Ảnh chụp các khuyết tật và mã số vị trí khuyết tật trên hình vẽ công trình

+ Bảng kê chức năng hoạt động của hệ thống thoát nước

+ Sơ đồ bố trí điểm đo trên công trình

+ Bản vẽ mô tả mức độ suy thoái của công trình, Đặc biệt chú ý đến độ rộng, vị trí, độ sâu của những khuyết tật ở bề mặt hoặc những vùng gỉ cốt thép, vị trí dò thấm nước

- Kết luận của báo cáo gồm:

+ Đánh giá công trình vào thời điểm nó được kiểm tra chi tiết

+ Yêu cầu về công tác duy tu, theo dõi tiếp và kiểm tra bổ sung

+ Những biện pháp tăng cường và sửa chữa theo thứ tự ưu tiên

1.4.4. Kiểm tra chi tiết ngoại lệ

Trong thời gian kiểm tra thường xuyên hoặc kiểm tra định kỳ, nếu thấy có hiện tượng bất thường thì sẽ tiến hành kiểm tra chi tiết ngoại lệ nhưng chỉ đối với từng phần của công trình mà có nghi vấn.

1.5. CÁCH ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỦA MỘT CÔNG TRÌNH CŨ

Nhiều cầu thép cũ ở nước ta do Pháp hoặc Mỹ chế tạo. Tất cả những quy định cũ của Pháp đều dựa theo Phương pháp lý thuyết ứng suất cho phép. Nói chung, có thể nói rằng cho tới năm 1891, trị số ứng suất cho phép khi uốn nằm trong khoảng từ $\sigma_e/4$ và $\sigma_e/2,5$ và khoảng từ $\sigma_e/5$ và $\sigma_e/3$ khi chịu cắt và bằng xấp xỉ quanh trị số $\sigma_e/7$ khi tính với đinh tán. Từ năm 1891 đến 1933, trị số ứng suất này đã nâng lên khoảng $\sigma_e/2$ khi chịu uốn và $\sigma_e/2,5$ khi chịu cắt.

Quy định gần đây nhất về ứng suất cho phép năm 1970 quy định với những điều kiện chịu tải chính xác các giá trị sau đây được nâng lên hơn 1,2 lần:

- Ứng suất tiêu chuẩn: 3/4 σ_e
- Ứng suất chịu cắt: 0,45 σ_e

Cũng trong quy định này đã đặt ra, ngoài việc kiểm tra trạng thái ứng suất phức tạp bằng cách giả định như tham khảo theo tiêu chuẩn của "Von Mises", trong trường hợp uốn đơn, cần kiểm tra:

$$\sigma^2 + 3\sigma^3 \leq 0,81\ \sigma^2$$

Những gợi ý này đối với các quy phạm chứng tỏ sự tiến triển rất rõ trong việc nâng cao giá trị của ứng suất cho phép. Tuy nhiên tiến triển này không phải ảo tưởng mà phải kèm theo hai điều khoản cơ bản sau:

1- Sự tăng về chất lượng vật liệu, mà chủ yếu là việc giảm sự phân tán của chúng.

2- Nâng cao sự hiểu biết về bản chất vật liệu và sự làm việc thực của kết cấu sẽ cho phép dự báo chính xác về khả năng chịu tải và đưa ra những kiểm định ngày càng phức tạp hơn (tính không ổn định đàn hồi, tiêu chuẩn của Von Mises, chú ý hơn nữa đến các yếu tố động học v.v...).

Do vậy việc sử dụng các công trình cầu thép cũ mà vẫn cho chịu mức độ giao thông nhộn nhịp với các loại xe tải lớn hiện đại có thể giải thích được bởi 3 lý lẽ chủ yếu sau đây:

- Những hệ số xét đến sự vượt tải chủ yếu trong các quy trình thiết kế cũ thường gần giống và đôi khi lớn hơn các hệ số có ý nghĩa tương đương của các quy trình thiết kế hiện tại.

- Việc tính toán trước đây thường dựa trên các phương pháp rất thô sơ và thường là bi quan nên lấy mức độ dự trữ an toàn khá cao.

- Có thể các sơ đồ giả định trước đây để tính toán kết cấu thường thiên về an toàn, đơn giản, bỏ qua không xét sự tham gia chịu lực của một số bộ phận mà thực tế chúng có tham gia chịu lực (ví dụ có thể trước đây bỏ qua không xét sự tham gia chịu lực của bản BTCT mặt cầu cùng với dầm chủ thép).

Việc tính toán phải được làm lại bằng cách mô hình hoá kết cấu một cách chính xác có thể có được.

1.6. TỔNG QUAN VỀ CÁC KỸ THUẬT KHẢO SÁT, ĐÁNH GIÁ CÁC CÔNG TRÌNH CẦU HẦM

1.6.1. Khái niệm

Khảo sát công trình là một trong những giai đoạn của chẩn đoán nói chung; nó được thi hành với các mức độ sơ sài hay kỹ lưỡng sau khi đã kiểm tra bằng quan sát và nhận xét.

Nhìn chung, không có một phương pháp chung nào về khảo sát có thể được áp dụng cho toàn bộ các loại cầu, ngay cả cho một loại cầu. Việc lập ra một đề cương khảo sát sau một cuộc kiểm tra chi tiết về những hư hỏng đã phát hiện trong lúc đi thị sát công trình khi cần hay những cuộc kiểm tra bằng quan sát đối với công trình một cách định kì hàng năm. Nhìn chung về việc này cần phải có một ý tưởng ban đầu về những nguyên nhân có thể gây nên những hư hỏng, và đó sẽ là ý kiến chỉ đạo công tác khảo sát sau này.

Những mục tiêu chính của khảo sát được phân làm hai loại:

- Chẩn đoán chất lượng của các loại vật liệu hiện hữu;

- Phân tích phương pháp làm việc thực tế của kết cấu.

Hai loại phân tích này ứng dụng những kĩ thuật và những biện pháp khảo sát phổ thông. Tuy nhiên, thông thường hơn, hai mục tiêu này có ở cùng một chuyến khảo sát. Có thể xảy ra sự phá huỷ của vật liệu, do có một tác động trực tiếp đến sự hoạt động của kết cấu; ngược lại sự làm việc không tốt của công trình mà có ảnh hưởng đến kết cấu cũng sẽ biểu thị bằng các hư hỏng, ít nhất là cục bộ, đối với một vài loại vật liệu thành phần.

Những biện pháp cho phép chẩn đoán trạng thái của vật liệu bao gồm:

- Những nghiên cứu và phân tích các kết quả hư hỏng;

- Những kỹ thuật kiểm tra vật liệu tại chỗ, hoặc bằng cách quan sát, hoặc bằng các phương pháp tinh vi và mạnh hơn (chụp X quang, kiểm tra bằng âm thanh, kiểm tra bằng phương pháp điện từ và các phương pháp điện hoá).

Những biện pháp cho phép chẩn đoán sự làm việc của kết cấu rất khác nhau, và thường là phải phối hợp với nhau khi khảo sát.

Các biện pháp đó có thể kể ra như sau:

- Các biện pháp đo vẽ hình học (đo vẽ các đường đồng mức, đo biến dạng tổng thể, đo chuyển vị dưới tác động của tải trọng);

- Đo trực tiếp các tải trọng;

- Đo sự làm việc cục bộ của kết cấu (đo biến dạng cục bộ, đo ứng biến).

Một công việc quan trọng cũng cần phải tiến hành khi nghiên cứu các vết nứt - trong đó chúng ta sẽ phân biệt việc kiểm tra hình học các vết nứt và sự phát triển của nó theo thời gian (kéo dài, mở rộng vết nứt, sự xuất hiện những vết nứt mới,...) mà chúng ta sẽ gọi sau đây là biểu đồ vết nứt, và nghiên cứu về sự làm việc cơ học của kết cấu xung quanh vết nứt một cách tức thời (đo kết cấu nhịp là chủ yếu) mà sau đây sẽ gọi là phép đo vết nứt. Đó chính là những biện pháp sẽ được trình bày trong các chương sau.

1.6.2. Nghiên cứu những số liệu kết quả kiểm định

Những nghiên cứu này nhằm 2 mục tiêu: xác định vật liệu tại chỗ và thẩm tra đặc tính riêng của chúng. Cần nhắc lại rằng để xác định vật liệu việc xem xét những tài liệu này phải được phản ánh trên nguyên tắc, trong hồ sơ công trình, nó có tầm quan trọng không kém những phép thử trên mẫu. Nó gồm có các biên bản, chủ yếu là biên bản nghiệm thu hoặc những tài liệu về chất lượng sản phẩm do nhà sản xuất cung cấp.

1.6.2.1. Những đặc tính chung của các phép thử trên số liệu kiểm định

Số liệu kiểm định của một mẫu lấy từ kết cấu thực của công trình có bất lợi lớn là nó nằm ở phạm vi phá hoại cục bộ. Trong khi người ta sẽ tìm kiếm khai thác những mẫu càng nhỏ hơn nữa với số lượng giới hạn cần thiết và nằm ở những vùng phụ của kết cấu. Bất lợi thứ hai là những ý kiến nhận được sẽ dùng đại diện cho cả công trình. Thông thường nhất, người ta sử dụng những mẫu này để tham khảo thẩm định hoặc là điểm so sánh để hoàn chỉnh những thông tin sẽ rút ra từ các phép thử không phá hoại của công trình.

1.6.2.2. Những phép thử cơ học

Chúng ta không đi sâu vào chi tiết của những phép thử cơ học mà ta có thể thực thi trên các số liệu kiểm định vì đó chính là những phép thử cơ học cổ điển.

Chúng ta cũng không nên tưởng rằng những phép thử đó được thực hiện trên các mẫu thử mà hình dạng và kích thước hoàn toàn khác biệt với các hình dạng và kích thước tiêu chuẩn. Trong trường hợp phép đo cường độ của bêtông chịu nén, cần thiết là phải xây dựng một sự tương tự giữa vật phẩm thu được trên mẫu thử tiêu chuẩn (ví dụ mẫu thử hình trụ tròn bêtông 15 × 30cm) và cái ta có thể tìm được trên mẫu vật chỉ có đường kính khoảng vài centimét; đặc biệt trên một mẫu thử, một sai sót nhỏ cục bộ sẽ dẫn đến một kết quả cường độ chịu lực kém, mà ta phải giữ lấy nó để dùng cho toàn bộ công trình. Sự thuyết trình kết quả ảnh hưởng tới tất cả các nhận xét mà có thể được thực thi từ việc khai thác các mẫu thử nghiệm cho đến các phép thử cuối cùng.

Những phép thử cơ học có thể có những mục tiêu khác ngoài việc nghiên cứu cường độ chịu kéo hoặc chịu nén. Ví dụ kiểm tra chi tiết biểu đồ quan hệ ứng suất kéo- độ giãn dài đối với trường hợp mẫu thép có thể cho những ý kiến quan trọng về bản chất của vật liệu đã dùng làm cầu, do vậy mà một người được thông báo hoàn toàn có thể xác định

được chất lượng vật liệu kim loại là thép hỗn hợp, vật liệu đã được dùng từ cuối thế kỉ trước. Một phép kiểm tra kim tướng học sẽ mang lại những đánh giá bổ sung về tình trạng nội tại của vật liệu.

1.6.2.3. Những phép thử vật lý

Chủ yếu đây là phép đo tỉ trọng. Các phép đo này thường dùng các máy tia gamma tỷ trọng kế trong suốt, rất khó áp dụng được cho các công trình. Những kết quả của phép đo này thường ít có ý nghĩa về giá trị tuyệt đối nhưng cho phép dùng để so sánh những tham khảo quan trong.

Kiểm tra bằng phương pháp âm thanh đối với vật liệu bêtông (đo tốc độ lan truyền của sóng âm thanh) đai diện cho một loại kĩ thuật khác, thường quen được dùng trên công trình. Nó có thể được áp dụng cho các mẫu thử - Một phép đo đường kính trên mẫu vật nhìn chung không thể cung cấp những thông tin có ích, do kích thước nhỏ của mẫu vật, ngược lại, một phép đo theo trục dọc kết cấu cho phép nhận được các kết quả để tham khảo, trong đó có thể tham khảo nếu ta thực hiện các phép đo trên công trình. Cần phải rất chú ý đến các thuyết minh. Chúng ta phải cân nhắc kỹ trước khi thực hiện các phép thử phá hoại của các mẫu, bằng cách bắt đầu làm phép đo khảo sát bằng âm thanh mà sau này rất có thể có ích.

1.6.2.4. Những phép thử hoá học

Những phương pháp phân tích hoá học và lý-hoá rất phát triển, chúng có thuận lợi là không loại trừ các mẫu thử nhỏ; mặt khác bản chất các ý kiến cung cấp là đặc thù chính xác của các số liệu và ít rườm rà như các biện pháp đã nêu ở trên.

1.6.2.4.1. Đặc thù chung: Các nghiên cứu hoá học và lý - hoá có thể đắt tiền; phép thử được thực thi tuỳ thuộc vào điều mà ta cần tìm; như tổng hợp một loạt các phép kiểm định, ta cần phải xác định một cách chính xác mục tiêu nghiên cứu. Đó là trường hợp riêng của việc phân tích các khoáng vật của bêtông đã đóng rắn, mà lúc nào cũng được coi là trường hợp đặc biệt.

1.6.2.4.2. Phân tích các kim loại: Những phương pháp phân tích hoá học các kim loại rất quen trong luyện kim và cho phép xác định được các thành phần phụ, kết hợp với các phân tích kim tướng học, nó cho phép đặc thù hoá một cách đầy đủ bản chất của kim loại, về cấu trúc và cách tạo thành và sau đó là hiểu được những đặc thù riêng.

1.6.2.4.3. Phân tích hoá học và khoáng vật khối bêtông đã đông rắn: Những phương pháp đang thực thi thì rất hiệu quả và cho phép tìm ra được phần lớn các ý kiến của thành phần bêtông.

* *Liều lượng xi măng:* Chúng ta dùng trước hết đặc thù silic của xi măng được hoà tan với toàn bộ xi măng và các thành phần vôi; phép đo khối lượng khí cácbônic sinh ra cho ta xác định được lượng vôi, phần dịch còn lại là xi măng (hoặc các thành phần còn lại trong công trình).

* *Loại xi măng:* Chúng ta có thể xác định loại thành phần đã hoà tan bằng cách cho tác dụng với bêtông và chúng ta cũng định ra được loại xi măng đã dùng (hoặc ít nhất cái còn lại). Nếu ta có được từ đâu đó những ý kiến đầy đủ về loại xi măng đã dùng cho bêtông tươi, thì có thể suy thêm cơ cấu phá hoại và ăn mòn đã xảy ra. Cả các phương pháp phân tích khoáng vật và nhiệt học cũng có thể được sử dụng.

* *Liều lượng nước:* Có những phương pháp cho phép suy đoán trở lại về các thành phần hỗn hợp khô ban đầu và dẫn đến lượng nước có liên quan (nước trong thành phần bêtông đã đông cứng). Bằng các biện pháp đo tỉ trọng, chúng ta cũng có thể đánh giá được lượng nước toàn bộ khi trộn, với điều kiện phải làm những giả định về lượng nước không thoát ra khi thi công.

* *Đo thành phần hạt*: Bằng cách làm tan rã xi măng khi nung lên (600 đến 650°C), chúng ta có thể khôi phục lại thành phần hạt của hỗn hợp trộn ban đầu.

Tất cả những biện pháp này cho phép, khi có vấn đề đặt ra, để kiểm tra lại sự tương hợp của bêtông với các điều quy định trên thị trường, nó cũng cho phép hiểu thêm những hư hỏng đã xảy ra. Cuối cùng cần nhắc thêm rằng những nghiên cứu về các số liệu đo được không thể đủ áp dụng thích hợp cho trạng thái vật liệu mà cách thí nghiệm không phá hoại của vật liệu tại chỗ là không thể thiếu được.

1.6.3. Khái niệm về cách kiểm tra vật liệu trên kết cấu

1.6.3.1. Những đặc điểm chung

Phần lớn các kĩ thuật khảo sát vật liệu tại chỗ là những biện pháp ngoại suy các kết quả nhận được trên các cấu kiện đối chứng. Hay nói cách khác ngay cả khi nghiên cứu trên những mẫu thí nghiệm thu được cũng phải kèm theo các phép thử không phá hoại môi trường tự nhiên. Ngược lại, điều cần thiết nữa là những phép thử đó trên vật liệu tại chỗ càng không chỉ nên làm đơn thuần. Thật vậy, đến nay không có một biện pháp thử không phá hoại nào cho phép có được những kết quả có thể đủ dùng và đủ chắc chắn mà không có quan hệ với cách khảo sát khác trên cùng loại vật liệu.

1.6.3.2. Khảo sát kim loại và cáp của cầu treo

Trong một vài trường hợp ta có thể thực thi những phép thử bằng hòn bi trong môi trường tự nhiên. Những kết quả đo của phương pháp này thường chủ yếu được tiến hành trên những công trình cũ, nó cho phép nắm được tính đồng nhất của kim loại về mặt chất lượng từ chi tiết này đến chi tiết khác. Độ an toàn của các cầu treo dựa chủ yếu trên cơ sở giữ ổn định trong suốt thời gian dây cáp đỡ dầm cầu. Nhiều phương pháp khảo sát đã phát hiện những hư hỏng có thể làm cho cáp yếu đi, sự ăn mòn và gãy của các cáp phụ.

1.6.3.2.1. Sự ăn mòn: Sự ăn mòn được phát hiện bằng cách biến đổi trở kháng chỉnh lưu bao quanh cáp. Bất lợi của phương pháp này khi được dùng thường xuyên là ở chỗ chỉ đáp ứng yêu cầu cho những giá trị tham khảo cho dây cáp còn nguyên vẹn. Do vậy,

cần phải thực hiện những biện pháp trong suốt tuổi thọ của cáp để có thể chắc chắn với kết quả.

1.6.3.2.2. Gẫy hỏng các sợi cáp phụ: Hai phương pháp cho phép phát hiện những hư hỏng này:

- Việc khảo sát bằng phương pháp điện-từ dựa trên cơ sở phân tích những nhiễu của dòng từ trong cáp được đặt trong một từ trường xoay chiều do các vết đứt gẫy của các sợi dây cáp tạo nên một cách gián đoạn. Phương pháp này đôi khi dẫn đến một sự ước đoán quá mức về sự hư hỏng, vì các nguyên nhân khác mà ngoài nguyên nhân do đứt các sợi cáp có thể gây nhiễu dòng từ ở trong dây cáp. Tuy nhiên, nó cho phép biết được liệu dây cáp còn nguyên hoặc phải được xem là đáng nghi ngờ.

- Việc khảo sát bằng phương pháp âm thanh cho phép biết được số lượng điểm gẫy sẽ gây ra trong một khoảng thời gian cho phép bằng cách phát hiện sóng "giật cục" xảy ra ở trong dây cáp vào điểm gẫy. Phương pháp này cho phép nhận biết tốc độ phát triển của các hư hỏng nhưng không cho những chỉ định về trạng thái tuyệt đối của dây cáp ở thời gian nhất định.

1.6.3.2.3. Cách đo độ căng dây cáp

Sự hiểu biết về độ căng của dây cáp trên công trình nhận được chủ yếu qua công tác thử tải cầu. Phương pháp này đòi hỏi phải có các kích thu được nội lực đi qua cáp và việc đo lực ép trong lúc di chuyển. Công việc này đòi hỏi lâu công và cần phải chế tạo các chi tiết gối tựa đặc biệt để lắp ráp các kích. Một phương pháp đơn giản và nhanh để đo sức căng của dây cáp cũng được áp dụng bằng cách dựa vào lý thuyết về đo dao động của dây căng. Phương pháp này cho phép tính được lực căng từ việc đo tần số dao động của dây, biết được chiều dài và khối lượng trên mét dài. Dây cáp được đặt ở trạng thái dao động rất dễ bằng thủ công và một dụng cụ đo gia tốc đơn giản, nối với máy phân tích tần số trong một thời gian nhất định, sẽ lập tức cung cấp cho chúng ta các tần số của kiểu dao động. Phương pháp này được áp dụng cho những cốt thép dạng cáp dự ứng lực ngoài, cho những dây cáp của cầu treo dây võng (dây cáp chủ) và cho dây neo xiên của cầu dây xiên.

Việc sử dụng đồng thời những biện pháp khác nhau trên công trình từ nhiều năm đã tạo ra một phương pháp luận khảo sát cho phép áp dụng trên các dây cáp của cầu.

1.6.3.3 Khảo sát bêtông bằng máy đo độ cứng

Độ cứng bề mặt của bêtông có thể được xác định bằng máy đo độ cứng. Máy đo này cũng không có gì là mới, có thể nhắc lại nguyên tắc như sau:

Một hòn bi dẫn trong một ống được bắn ra nhờ một lò xo tỳ vào đe sắt, trong đó đầu kia tiếp xúc với bêtông. Hòn bi này nẩy trên cái đe và trở lại nén vào lò xo. Một chỉ số cho phép đo chiều dài của bước nhảy. Chiều dài này càng lớn thì bêtông càng cứng. Có

những bảng lập sẵn tương ứng cho phép xác định cường độ chịu nén của bêtông với một độ chính xác lạc quan đến 20%. Trong thực hành các máy đo độ cứng có thuận lợi là đơn giản (chỉ cần chuẩn bị mặt bằng) song kết quả đo chỉ mang tính chất định hướng hơn là chính xác.

Người ta có thể xem như việc khảo sát bằng máy đo độ cứng có thể cấp những thông tin thú vị trong những trường hợp đang cần "giải quyết" đơn giản, ví dụ để phát hiện một vị trí có loại bêtông xấu của công trình. Việc khảo sát bằng phương pháp âm thanh được coi là phương pháp duy nhất khảo sát có ý nghĩa đối với các bêtông cũ.

1.6.3.4. Khảo sát bằng âm thanh trong bêtông

1.6.3.4.1. Nguyên lý của phương pháp

Đây cũng không phải là phương pháp mới bởi vì nó đã xuất hiện ở Pháp từ trước những năm 1960. Nội dung bao gồm đo tốc độ truyền âm của sóng âm thanh trong bêtông. Chính xác hơn là đo thời gian truyền âm giữa một máy phát và một máy thu đặt cách nhau một khoảng cách d xác định.

Do vậy: $$V = \frac{d}{t}$$

Phương pháp này có thể được dùng một cách thực nghiệm để:

+ Đánh giá tính đồng nhất của bêtông

+ Xác định và đánh giá tầm quan trọng của hư hỏng

+ Trong một vài trường hợp ước đoán được cường độ gãy của bêtông với điều kiện đã có được một kết quả thẩm tra trên mẫu lấy trong điều kiện tự nhiên.

Để đo V có thể làm theo hai cách:

+ Qua màn ảnh trong suốt

+ Trên diện tích

Trong trường hợp đầu máy phát và máy thu được đặt ở hai bên thành có chiều dày là e, như vậy có thể xác định được ngay: $V = \frac{e}{t}$

Thuận lợi của phương pháp này là ta có thể tìm hiểu được bên trong lòng khối bêtông. Nhưng phương pháp này không phải lúc nào cũng thực hiện được bởi máy phát và máy thu phải được nối trên cùng một dây dẫn. Đối với các cầu dầm độ chính xác của V tuỳ thuộc vào độ chính xác của e. Điều chắc chắn rằng nếu lấy kích thước giữa hai khoảng mép ván khuôn làm kích thước thực có thể dẫn đến các sai lầm lớn. Vì việc đo được chính xác chiều dày thật của thành vách không phải lúc nào cũng thực hiện được. Bất lợi cuối cùng của phương pháp cũng là đặc thù riêng của đa số các kĩ thuật đo: Thường thì việc đo sự chênh của đại lượng vật lý dễ hơn là đo giá trị tuyệt đối.

Đôi khi trong thực tế người ta đặt máy phát và máy thu cùng trên một mặt của thành vách cần khảo sát.

1.6.3.4.2. Một vài độ đo lớn, tiến bộ của trang thiết bị

Đối với bêtông thường, trị số của V xấp xỉ trong khoảng 4000m/s

Khoảng cách khảo sát thông thường từ 0 ÷ n = 1 ÷ 2m

Bước khảo sát là khoảng từ 10 - 20cm

Giả sử delta bằng 10cm

Trước đây khi áp dụng cách đo này thường dùng máy hiện sóng, tín hiệu thu được sẽ được hiển thị trên màn hình của máy đo: độ chính xác của máy đo đạt hơn 1. Tuy vậy cách đo này biểu lộ hai bất lợi:

+ Phải vận chuyển trang thiết bị khá nặng và cồng kềnh đến nơi cần khảo định;

+ Yêu cầu người điều khiển có những kiến thức chuyên sâu.

Ngày nay thường dùng thiết bị bán dẫn xách tay và có thể những người không cần chuyên môn cao cũng sử dụng được. Việc đo thời gian được sử dụng bằng máy đo điện tử, kết quả biểu hiện bằng số. Những máy này có mật độ chính xác tới micros - nó có những đầu ra tách biệt cho phép ghi được biểu đồ mà ta nhìn thấy tín hiệu trên máy. Kết quả đo được lưu trên đĩa cứng máy tính.

Thật vậy trong lĩnh vực khảo sát (điều này không phải là bắt buộc với các lĩnh vực áp dụng khác như việc kiểm tra sản xuất bêtông) cách đo chỉ chú ý đến yếu tố thời gian có thể nguy hiểm. Đó là những trường hợp mà cần phải chú ý đến biên độ của tín hiệu nhận được đồng thời phải xem xét đến dạng của tín hiệu. Sự có mặt của một hư hỏng có thể biểu thị qua việc giảm biên độ và sự xoắn của tín hiệu mà khả năng quan sát của tín hiệu được nêu ở dưới đây.

1.6.3.4.3. Phương pháp luận của phép đo

Số điểm đo cần phải thực hiện và cách bố trí đương nhiên được xem như yêu cầu của bài toán. Trong trường hợp chung khi muốn kiểm tra độ đồng nhất của bêtông trên toàn bộ kết cấu: cần bố trí một đường đo theo m^2 làm độ lớn (hoặc 3 điểm đo theo khoảng cách trên m^2) như đối với các công trình hoàn chỉnh, lưới đo này có thể định hình được; hoặc là theo những nghi vấn trên từng phần của công trình, hoặc là tuỳ thuộc vào những kết quả đã thu được. Một thuyết minh tổng hợp là kết quả đo kèm theo bản vẽ đường cong đẳng tốc; chúng ta cũng có thể quan sát được những biến đổi của chất lượng bêtông trên tổng thể mặt bằng.

Một khuyết tật hay hư hỏng cục bộ có thể phát hiện được qua việc phân tích biểu đồ thời gian/khoảng cách.

- Nếu có vết nứt biểu đồ sẽ gián đoạn.

- Nếu vết nứt cắt đường đo ở điểm do sóng phải đi vòng quanh vết nứt trước khi đến máy thu khi máy thu được ở một khoảng cách lớn hơn đo.

- Khi vết nứt xuyên suốt ta có thể mất hoàn toàn tín hiệu đã nhận được (tuy nhiên nó cũng vẫn có thể truyền qua không gian là các thép nhìn chung luôn đi qua các vết nứt, nó cũng có thể có sự truyền âm qua một vật thể bị kẹt trong vết nứt. Do vậy mà sự phân tích của tín hiệu này được xem như một lợi thế như chúng ta đã nêu ở trên, bởi vì trong trường hợp này năng lượng truyền đi giảm đáng kể).

Bằng cách này, sự khảo sát động học cho phép kiểm tra độ đồng nhất của bêtông và cho phép phát hiện ra những hư hỏng cục bộ nhưng liệu rằng có thể dẫn đến một sự đánh giá về cường độ của bêtông không ? Đây là 1 câu hỏi thường gặp.

1.6.3.4.4. Sự tương quan giữa cường độ chịu nén với lực nén và tốc độ âm thanh

Nhiều kết quả nghiên cứu thực hiện ở các nước đã tập trung vào vấn đề này (và tiếp tục còn nghiên cứu). Một mô hình toán học thường có phương trình

$$R_c = A_e BV_l$$

trong đó: R_c: cường độ chịu nén (bar)

V_l: tốc độ âm thanh (km/s)

A và B là hai hệ số

(ví dụ: $R_c = 2.111e1.129\ V_l$)

Nhận định đầu tiên ở đây là A và B phụ thuộc vào hai loại bêtông được khảo định. Điều này có nghĩa là mỗi loại bêtông đòi hỏi một cuộc đánh giá.

Mặt khác, hàng loạt nghiên cứu thực hiện trên mẫu bêtông non tuổi chứng tỏ rằng đối với từng loại bêtông ta có được chắc chắn một biến thiên đáng kể tuỳ theo tuổi của bêtông (tức là R_c) đối với bêtông non tuổi (2 đến 9 ngày), biến thiên này đối với bêtông tuổi từ 9 đến 28 ngày và trở lên rất kém sau 28 ngày tuổi. Điều này có hậu quả là làm giảm đáng kể độ nhạy của phương pháp trên mẫu bêtông cũ.

Như vậy cần hiểu rằng phương pháp này hoàn toàn có lợi khi sử dụng trong lĩnh vực kiểm tra sản xuất bêtông non tuổi nhưng rất thận trọng khi nhận xét trong lĩnh vực bêtông cũ:

+ Tốc độ âm thanh cần được gắn liên với kết quả đánh giá bêtông bằng các phương pháp khác nữa.

+ Loại bêtong có 4500m/s không chắc chắn là bêtông rất tốt và đương nhiên bêtông 4000m/s cũng không chắc chắn là kém.

+ Độ nhạy kém nên rất khó nghiên cứu tìm kiếm một sự tương tự tốt.

Trong trường hợp gần đây khi ta có được những khối bêtông mà đặc tính cơ học tương đối rõ rệt của cùng một công trình, thì chúng ta hoàn toàn có khả năng, bằng cách kiểm tra và nghiên cứu quy luật tương quan, xác định được cường độ phá huỷ của bêtong.

1.7. LẬP HỒ SƠ KIỂM TRA VÀ CHẨN ĐOÁN CÁC CÔNG TRÌNH CẦU ĐƯỜNG

1.7.1. Mục đích và nội dung của hồ sơ công trình

Hồ sơ công trình tập hợp tất cả các tài liệu để cung cấp những thông tin cần thiết cho cơ quan chịu trách nhiệm quản lý. Việc này không những giúp cho cơ quan quản lý nắm được trạng thái công trình đang khai thác để đảm bảo an toàn vận tải mà còn giúp cho công việc chuẩn đoán, sửa chữa được chính xác và không tốn kém.

Các nội dung trong hồ sơ công trình cần được đảm bảo:

- Cung cấp các thông tin liên quan đến sự hình thành công trình từ khảo sát, thiết kế, thi công.
- Hồ so hoàn công và các thông tin trạng thái mẫu của công trình.
- Giữ được những thông tin có liên quan đến sự tồn tại của công trình kể từ ngày có hồ sơ về trạng thái mẫu.

Hồ sơ công trình được chia làm 3 phần:

1.7.1.1. Phần 1: Hồ sơ về khảo sát, thiết kế và thi công

Trong này lưu giữ tất cả các thông tin có liên quan đến lịch sử công trình kể từ khi bắt đầu khảo sát đến khi xác định trạng thái mẫu. Nhất là những thông tin liên quan đến đồ án thiết kế và quá trình thi công.

Các thông tin này được giữ để dùng mãi về sau, phải đảm bảo tính chính xác và chân thực.

1.7.1.2. Phần 2: Hồ sơ hoàn công và trạng thái mẫu

Trong phần 2 phải cung cấp những thông tin về công trình sau khi thi công, những sai lệch so với thiết kế. Điều quan trọng là phải cung cấp thông tin về trạng thái mẫu. Các nội dung trong phần này không được thay đổi, chỉ có bổ sung thêm trong trường hợp phải xác định lại trạng thái mẫu (ví dụ: sau khi sửa chữa lớn).

1.7.1.3. Phần 3: Các sơ đồ về trạng thái công trình trong quá trình khai thác

Tập hợp các thông tin liên quan đến trạng thái của công trình từ khi có trạng thái mẫu. Các thông tin này luôn được bổ sung theo thời gian, vì vậy phải ghi và sắp xếp theo thời gian.

1.7.2. Thành phần của hồ sơ công trình

Dưới đây sẽ đưa ra danh sách các phần tạo nên hồ sơ công trình mới. Việc cấu tạo ở các phần sẽ cố gắng thật hoàn thiện và người lập cần lưu ý không bỏ sót phần nào. Đối với công trình nhỏ, có thể trích ra từ các phần dưới đây để có hồ sơ thích hợp.

1.7.2.1. Phần đầu hồ sơ

Nhận dạng công trình:

Tên công trình.

Vị trí công trình: thuộc tuyến nào, lý trình, tỉnh, thành phố.

Thời gian: ngày khởi công và ngày hoàn thành.

Mục lục: Bảng kê các văn bản của hồ sơ.

1.7.2.2. Phần 1: Khảo sát, thiết kế và thi công

1. Các nghiên cứu trước khi giao nhiệm vụ cho đơn vị thiết kế, thi công.

Các điều tra về kinh tế, xã hội, văn hoá có liên quan đến địa điểm công trình.

Các nghiên cứu về địa chất, địa hình, địa kỹ thuật, dòng chảy và khu vực sông định xây công trình vượt.

Hồ sơ các phương án thiết kế sơ bộ.

Bản luận chứng kinh tế kỹ thuật và quyết định phê chuẩn phương án thiết kế sơ bộ được chọn.

2. Quyết định nhiệm vụ cho đơn vị thi công (hoặc biên bản hồ sơ về đấu thầu và quyết định đơn vị thắng thầu).

3. Hợp đồng giữa đơn vị thi công và chủ công trình (ban A).

4. Báo cáo về kết quả thăm dò, khảo sát chi tiết phục vụ thiết kế.

5. Hồ sơ thiết kế kỹ thuật.

6. Hồ sơ thiết kế thi công.

7. Hồ sơ về quá trình thi công.

a) Biên bản xác định vị trí công trình trên thực địa và biên bản vị trí đóng cọc.

b) Các biên bản nghiệm thu các vật liệu sử dụng và các tài liệu có liên quan.

c) Biên bản tất cả các thí nghiệm, đo đạc và kết luận thực hiện được trong thi công với các danh nghĩa khác nhau (kiểm tra, theo dõi, giám sát).

Các văn bản và các tài liệu có liên quan đến việc thi công công trình:

- Văn bản trao đổi nội bộ.
- Văn bản đối ngoại.
- Nhật ký công trình.
- Báo cáo về các cuộc họp giải quyết những vướng mắc kỹ thuật trong thi công.
- Báo cáo về sự cố kỹ thuật và tất cả các tài liệu có liên quan đến việc điều tra và giải quyết.
- Các hợp đồng của đơn vị chịu trách nhiệm thi công công trình (B) với các đơn vị, các cơ quan khác (nếu có).

d) Các biên bản về sửa chữa, thay đổi so với thiết kế.

8. Hồ sơ về quá trình bảo dưỡng, bảo vệ từ khi thi công công trình đến khi đưa vào khai thác (nếu có).

1.7.2.3. Phần 2: Hồ sơ hoàn công và trạng thái mẫu

1. Hồ sơ mặt bằng và bản vẽ

a) Hồ sơ mặt bằng sau khi thi công.

b) Hồ sơ hoàn công: Các bản vẽ hoàn công công trình sau khi thi công, phản ánh đúng thực tế thi công (cao độ, kích thước, vật liệu cấu tạo).

c) Các ảnh mô tả lúc hoàn thành.

2. Trạng thái của công trình (trạng thái mẫu)

a) Biên bản kết luận, đánh giá của đơn vị thi công.

b) Biên bản thử tải của công trình theo quy trình.

c) Biên bản kiểm tra chi tiết đầu tiên và các kết quả đo đạc cần thiết khác.

d) Bản đo vẽ địa hình trong ngày lập trạng thái mẫu.

e) Tài liệu tổng kết gồm:

- Liệt kê những khuyết tật, những bộ phận yếu có thể có cùng với sự đánh giá của cơ quan quản lý công trình về trạng thái chung khi đưa vào quản lý.

- Những dự kiến về sự tiến triển của công trình: sự lún của nền đất đắp, những sự biến dạng về kết cấu có thể có v.v... Những dự kiến này phải căn cứ vào kết quả tính toán và có bảng tính kèm theo.

- Những đặc điểm của công trình:

+ Các tĩnh không.

+ Các điều kiện để xe đặc biệt hoặc xe quân sự đi qua.

+ Các hệ thống điện nước mắc vào cầu.

+ Các yêu cầu đặc biệt liên quan đến bảo vệ công trình chống sự phá huỷ của môi trường.

- Những điều kiện, lối vào để xem xét công trình.

- Những điều kiện đối với vùng lân cận công trình.

- Những đặc điểm của hệ thống đường vào công trình cùng với tài liệu liên quan đến công trình bảo vệ như kè, tường chắn...

1.7.2.4. Phần 3: Trạng thái công trình trong quá trình khai thác

1. Báo cáo về ngày hết hạn bảo hành công trình, trong đó là biên bản kiểm tra chi tiết hết bảo hành (đối với công trình do các tư nhân trong nước và nước ngoài bao thầu xây cất).

2. Tập hợp các hồ sơ, biên bản kiểm tra thường xuyên, kiểm tra định kỳ, kiểm tra chi tiết:

Các tài liệu này phải sắp xếp theo thứ tự thời gian. Cần lưu giữ cả các bản viết tay, ảnh, các kết luận nhanh. Nếu công việc kiểm tra chỉ được thực hiện đối với những phần công trình khác nhau thì các biên bản tương ứng phải được sắp xếp để tiện cho việc theo dõi hồ sơ sau này. Trong trường hợp kiểm tra chi tiết để đổi trạng thái mẫu thì hồ sơ của kiểm tra chi tiết này được để ở phần 2.

3 - Duy tu, sửa chữa

a) Kế hoạch duy tu

- Danh mục các công việc cần duy tu một cách có hệ thống.

- Danh mục các công việc cần duy tu được thực hiện theo yêu cầu, đây là công tác duy tu đối với những bộ phận mà trong thiết kế không quy định trước.

b) Các hoạt động duy tu, sửa chữa

- Nguồn gốc của việc quyết định duy tu đặc biệt (duy tu đặc biệt là công việc duy tu liên quan đến những kỹ thuật đặc biệt, ví dụ như thay lại thiết bị gối, khớp nối mặt đường, sơn lại công trình thép...).

- Những quyết định sửa chữa xuất phát từ biên bản kiểm tra chi tiết, các hạng mục sửa chữa và các hợp đồng sửa chữa.

4 - Những tác động lên công trình

a) Số liệu về xe cộ: Các kết quả đếm xe, xác định lưu lượng và tải trọng xe. Nếu có thể cung cấp các số liệu cân xe thực hiện được.

b) Các số liệu về vận tải đặc biệt ghi nhận được:

- Các đặc trưng của đoàn xe đặc biệt, đoàn xe quân sự.

- Các tác động khác ghi nhận được như động đất, chấn động do chất nổ, lũ...

1.7.3. Thiết lập hồ sơ công trình

1.7.3.1. Thiết lập hồ sơ cho một công trình mới

Hồ sơ của công trình mới xây dựng cần hoàn thiện cho phù hợp với nội dung đã được trình bày ở trên

1. Phần 1: Cơ quan chủ công trình (ban A) là người mở hồ sơ và lồng vào đó dần dần những hạng mục cần thiết. Sau khi nghiệm thu công trình, bàn giao cho cơ quan quản lý sử dụng (khu quản lý đường bộ hoặc phân khu quản lý đường bộ).

2. Phần 2: Chủ công trình mở và thiết lập hồ sơ. Khi có tài liệu mới, ban quản lý tiếp tục đưa vào sau khi nghiệm thu công trình bàn giao cho cơ quan quản lý sử dụng.

3. Phần 3: Cơ quan quản lý sử dụng công trình thiết lập và đăng ký ngày tháng cho hồ sơ này.

Khi cần thiết phải sửa đổi trạng thái mẫu, toàn bộ phần 3 cần đưa gộp vào phần 1 dưới dạng các thông tin về quá khứ của công trình, cơ quan chịu trách nhiệm quản lý sử

dụng công trình mở hồ sơ mới của phần 3. Phần 3 mới của tập hồ sơ công trình lại bắt đầu từ ngày tháng khi có trạng thái mẫu mới.

4. Sửa đổi trạng thái mẫu: Trong phần 1, đã bố trí một vị trí để đưa toàn bộ phần 3 của hồ sơ công trình vào trong trường hợp cần xác định trạng thái mẫu mới. Trong thực tế cần phải xác lập trạng thái mẫu trong những trường hợp khi có những sự thay đổi lớn về hình học, thay đổi các kết cấu, thay đổi trạng thái cơ học của nền đất xung quanh hoặc có những sự sửa chữa lớn, quan trọng.

Cơ quan quản lý sử dụng công trình có trách nhiệm xác lập trạng thái mẫu mới để đưa vào phần 2 của tập hồ sơ công trình. Các điều khoản liên quan đến vấn đề này của phần 2 sẽ trở thành phụ khi đưa trạng thái mẫu mới vào. Đồng thời phần 3 mới của tập hồ sơ công trình sẽ được mở.

1.7.3.2. Thiết lập hồ sơ cho công trình đang tồn tại

Nói chung không thể thiết lập cho các công trình đang tồn tại một tập hồ sơ hoàn chỉnh phù hợp với mẫu đã trình bày, nhưng nên cố gắng tiến đến gần với tập hồ sơ hoàn chỉnh này. Muốn vậy cần phải chú ý một số điểm sau:

- Tiếp nhận các thông tin có sẵn đang lưu trữ, sắp xếp, phân bổ vào các phần ở mức hoàn thiện nhất có thể được.

- Lợi dụng những cơ hội có sửa chữa lớn nhằm xác lập trạng thái mẫu mới để từ đó có tài liệu đưa vào phần 2 và xác lập phần 3 mới theo hướng dẫn của tài liệu này.

1.7.4. Cập nhật hồ sơ công trình

Hồ sơ công trình không thể coi như một tập hồ sơ cố định với nội dung ban đầu của nó. Đây là một tập hồ sơ sống động không những được dùng thường xuyên để giúp ích cho công việc kiểm tra, theo dõi, duy tu sửa chữa, đánh giá trạng thái thực của công trình mà luôn được bổ sung, cập nhật theo thời gian.

1.7.4.1. Cập nhật phần 1

Mặc dù phần 1 chứa những nội dung tương đối cố định, những thông tin về lịch sử công trình nhưng cũng có trường hợp phải cập nhật thêm các thông tin mới. Đó là những thông tin mà cơ quan quản lý sử dụng công trình có thể biết được trong quá trình hoạt động của mình và những kết quả về các số liệu đo đạc, khảo sát, thí nghiệm có thể thu thập được qua các nguồn khác nhau

1.7.4.2. Cập nhật phần 2

Các nội dung phần 2 của tập hồ sơ công trình cho phép xác định trạng thái mẫu của công trình. Trạng thái mẫu này là cố định khi chưa tiến hành lập trạng thái mẫu mới. Trong trường hợp có sửa chữa lớn hoặc thay đổi trạng thái làm việc của công trình... đưa đến cần thiết phải thiết lập trạng thái mẫu mới, thì phải đưa trạng thái mẫu mới này vào hồ sơ công trình.

1.7.4.3. Cập nhật phần 3

Đặc điểm chính phần 3 của tập hồ sơ công trình là sự tiến triển theo thời gian. Thường xuyên phải cập nhật các thông tin về kiểm tra và duy tu, sửa chữa, các biên bản liên quan đến công việc trên một cách đều đặn theo thời gian. Ngoài ra, phải đưa vào các thông tin liên quan đến sự tồn tại của công trình như động đất, những đoàn xe quân sự, hoặc xe có trọng tải vượt quá tải trọng thiết kế di chuyển trên công trình...

1.7.5. Sử dụng hồ sơ công trình

Hồ sơ công trình có ích không những cho cơ quan quản lý sử dụng công trình mà còn cho tất cả các cơ quan, cá nhân có công việc liên quan đến công trình. Vì vậy tất cả các cơ quan và cá nhân có công việc liên quan đến công trình đều được phép xem xét và tìm hiểu.

1.7.5.1. Lưu giữ

a) Bản gốc của tập hồ sơ công trình được giữ gìn theo quy định của lưu trữ và để nơi an toàn.

b) Một bản sao hoàn thiện được giữ ở cơ quan quản lý sử dụng công trình. Theo định kỳ, những phần bổ sung ở cơ quan quản lý sử dụng công trình phải được gửi lên nơi lưu trữ gốc.

c) Ở cơ quan quản lý sử dụng công trình, giám đốc có quyền sao chép từng phần cho cán bộ thừa hành cấp dưới nếu thấy cần thiết phục vụ cho công việc quản lý.

1.7.5.2. Tiếp cận hồ sơ

Mỗi cơ quan quản lý sử dụng công trình phải có danh mục các hồ sơ công trình mà họ lưu giữ, ngoài ra cần thông báo địa chỉ lưu trữ hồ sơ gốc.

1.7.5.3. Tiếp cận nội dung

Việc tiếp cận các thông tin được trình bày trong hồ sơ công trình cần phải thuận tiện và nhanh chóng. Vì mục đích này, ngoài bảng kê để phân loại và lưu trữ, đối với những hồ sơ dầy cần thiết lập phiếu tổng kết có liệt kê các tài liệu lập thành hồ sơ. Đầu một phiếu ghi các nội dung sau:

- Tên nguyên gốc.
- Những giải thích về đặc điểm riêng của tập hồ sơ công trình.
- Một đoạn phân tích tóm tắt về công trình.

Những nơi có điều kiện, các nội dung trên được lưu trữ và xử lý trên máy vi tính.

Chương 2

KỸ THUẬT KIỂM TRA CẦU THÉP

Trong chương này trình bầy kỹ thuật kiểm tra áp dụng cho các loại cầu mà dầm chủ của nó được chế tạo từ sắt, thép bao gồm:

- Các loại cầu dầm đặc, cầu dàn, cầu cố định hay di động, cầu vĩnh cửu hay cầu tạm, dầm thép làm việc độc lập hay liên hợp với bản bêtông cốt thép (BTCT).

- Các cầu treo và cầu dây xiên.

2.1. VẬT LIỆU CẦU THÉP

Trên tuyến đường bộ Việt Nam các công trình cầu thép cũ chủ yếu do người Pháp xây dựng. Sau này cầu thép ở miền Bắc sử dụng chủ yếu các loại thép của Liên Xô (cũ) và của Trung Quốc. Phía Nam dùng chủ yếu thép của Mỹ. Hiện nay các cầu thép mới thường dùng vật liệu thoả mãn các yêu cầu của Tiêu chuẩn Mỹ ASTM và Tiêu chuẩn Nhật Bản JIS.

Bảng 2-1: Một số đặc trưng của các loại thép của Pháp trên cầu cũ

Quy trình	Sắt kéo nén (kG/mm^2)	Thép kéo nén (kG/mm^2)
Quy trình 29-8-1891	6,5 hay 8,5	8,5 hay 11,5
Quy trình 8-1-1915		8 - 13,5
Quy trình 10-5-1927		13 hay 14
Quy trình 7-2-1933	AC 42 13 hay 14 AC 54 18 hay 19	

Sắt thép của Pháp

- Từ năm 1850 đến khoảng 1920 sắt luyện xuất hiện và phát triển rất nhanh; thép xuất hiện khoảng năm 1880 - 1890 và trong gần 35 năm song song tồn tại 3 loại vật liệu gang, sắt và thép.

- Từ năm 1920 đến khoảng 1929, sắt luyện thực tế biến mất và được thay thế bằng thép mềm mà các tính chất của nó thấp hơn chút ít so với các tính chất của thép E24 ngày nay.

- Từ năm 1930 đến khoảng 1939 thép mềm chiếm ưu thế, nhưng ta cũng thấy xuất hiện các loại thép có giới hạn đàn hồi rất cao (loại AC54) nhưng có điều bất lợi là độ bền kéo rất thấp, ít có khả năng hàn và nhạy với hiện tượng tập trung ứng suất.

Sắt thép của Liên Xô cũ

Đối với kết cấu liên kết bằng đinh tán, thì thường dùng loại thép cácbon thường cán nóng CT3 cầu đặc biệt chế tạo cho kết cấu cầu. Đối với kết cấu nhịp liên kết hàn thường dùng loại M17C. Thép CT3 cầu và M16C dễ gia công như khoan, đột, gọt, tiện. Ở trạng thái nóng các loại thép này dễ rèn như uốn, đập bẹp. Cả hai loại thép đều hàn được.

Bảng 2-2: Một số đặc trưng của các loại thép Liên Xô (cũ) trên các cầu cũ

Các loại thép	Số hiệu	Độ bền kéo nhỏ nhất kG/mm^2	Giới hạn nhỏ nhất kG/mm^2	Độ dãn tỷ đối nhỏ nhất %
Thép cho các bộ phận chính	CT3 cầu	38	24	22-24
Thép đinh tán	M 16	38	23	22-24
	CT2	34	21	26

Bảng 2-3: Một số đặc trưng của các loại thép hợp kim thấp của Nga

Đặc trưng cơ học				Độ chảy dài kG/cm^2 ở nhiệt độ °C						Thí nghiệm uốn ở trạng thái nguội	
Mác thép	Chiều dày thép cán (mm)	Cường độ N/mm^2 (kG/mm^2)	Giới hạn chảy N/mm^2 (kG/mm^2)	Độ dãn dài %	1-40	2-60	3-70	1 và 2 +20 sau khi hoá già	3 -20 sau khi hoá già	1	2,3
			Không nhỏ hơn								
	8-32	490-685 (50-70)	345(35)	21	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	α=2a	d=1,5a
15 XCH	33-50	470-670 (48-68)	335(34)	19	-	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	d=2a	d=1,5a
10 XCH	8-15	530-685 (54-70)	390(40)	19	39(4,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	d=2a	d=1,5a
	16-32	530-670 (54068)	390(34)	19	-	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	d=2a	d=1,5a
	33-40	510-670 (52-68)	390(34)	19	-	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	29(3,0)	d=2a	d=1,5a

Ghi chú:

1. Độ dai va đập của thép cán loại ở trạng thái nóng chỉ được xác định ở nhiệt độ -40°C, thép cán loại 2 ở nhiệt độ -60°C và thép cán loại 3 ở nhiệt độ -70°C.

2. Thép cán từ thép 10 XCH chiều dày ≥ 16 mm và từ thép 15 XCH có chiều dày ≥ 33mm loại 1 sẽ không chế tạo.

3. Khi xác định độ dai va đập trên mẫu loại 1 theo OCT 9454-78 giá trị độ dai va đập là 10 T/cm^2 ($1kGM/cm^2$) sẽ lớn hơn theo chỉ số ở bảng trên.

4. Theo yêu cầu của người đặt hàng độ dai va đập của thép cán định hình từ thép loại 1 mác 10XCH và 15 có chiều dày ≤ 11mm được xác định ở nhiệt độ -60°C hoặc -70°C. Khi đó giá trị dai va đập phải tương ứng với tiêu chuẩn của bảng trên

Bảng 2-4: Một số đặc trưng của thép hợp kim thấp làm cầu của Trung Quốc

Loại thép	Chiều dày mm	Thử kéo			Thử uốn	
		Giới hạn bền N/mm^2	Giới hạn chảy N/mm^2	Độ dãn tỉ đối %	Góc uốn	Bán kính cong
16Mn	16	510-660	346	22	180^0	d= 2A
	17-25	480-660	326	21	180^0	d= 2A
	26-35	470-620	316	21	180^0	d= 2A

2.2. CÁC HƯ HỎNG VÀ KHUYẾT TẬT THƯỜNG XUẤT HIỆN TRONG CẦU THÉP VÀ NGUYÊN NHÂN CỦA NÓ

2.2.1. Vật liệu kim loại

2.2.1.1. Gang

Loại vật liệu này được dùng cho các công trình cũ, chủ yếu xây dựng trước năm 1860. Thường dùng là loại gang xám, có cấu trúc graphít dạng lá và péclít sắt. Loại vật liệu này chịu nén rất tốt, nhưng chịu kéo lại rất kém, chỉ số là $R_m < 10kG/mm^2$ kèm theo chỉ số dãn dài khi gãy xấp xỉ 0. Cường độ va đập kém, có thể đo được qua phép thử va đập. Cho đến nay hầu như ở nước ta không còn những cầu do Pháp xây dựng làm bằng loại vật liệu này, nhưng còn một số bộ phận như lan can bằng gang tren một số cầu thép vẫn tồn tại.

2.2.1.2. Sắt

Sắt chủ yếu được sử dụng cho những công trình xây dựng thời kỳ 1860 - 1900. Đó là loại sắt luyện hỗn hợp trong lò giữa gang và xỉ ôxy hoá (gọi là sắt hỗn hợp). Trong cấu trúc kim tướng học thể hiện có nhiều lớp bao boc, kim loại được xếp thành lớp, các lớp bao bọc gồm có ôxýt sắt silic và phốt pho. Những đặc tính cơ học khoảng $20kG/mm^2$ đến giới hạn đàn hồi và không có biểu hiện dẻo. Năng lượng gãy do va đập (thử nghiệm va đập) nhìn chung rất thấp ngay ở 20°C. Khả năng hàn của vật liệu sắt này rất kém do có cấu trúc thành từng lớp, các lớp bao bọc lại có hàm lượng lớn thêm vào đó là tính

vuốt dãn rất kém. Việc sửa chữa bằng phương pháp hàn cho loại vật liệu này chỉ áp dụng được cho những điều kiện thích hợp đặc biệt.

2.2.1.3. Thép mềm

Loại vật liệu này được dùng cho các công trình đã xây dựng từ những năm 1900, nhưng sự tiến bộ của những phương pháp sử dụng sắt đã cho phép thu được nhiều sản phẩm có đặc tính và hình thức khác nhau. Những thép luyện theo phương pháp lò Thomas có hàm lượng azốt cao và những đặc tính vuốt dãn rất thấp. Loại thép luyện theo phương pháp lò Martin có những đặc tính vuốt dãn tốt hơn nhiều và khả năng hàn cao hơn. Các phương pháp hiện đại luyện bằng lò thổi ôxy cho phép có được những loại thép đồng nhất và có đặc tính cao.

Trước khi thực hiện việc sửa chữa bằng phương pháp hàn kim loại cũ, các kỹ sư nên dùng loại vật liệu có những đặc tính đã trải qua các giai đoạn kỹ thuật sau đây:

- Phân tích hoá học.
- Thí nghiệm kim tướng học.
- Thí nghiệm cơ học thích hợp theo những khả năng lấy mẫu.

Trong khuôn khổ của việc tính toán lại các công trình khi không đủ điều kiện xác định những đặc tính kỹ thuật thực tế bằng các số liệu thử, chúng ta có thể dùng các giá trị như sau:

- Sắt luyện hỗn hợp $\delta e = 200\ N/mm^2$
- Thép mềm $\delta e = 220\ N/mm^2$
- Thép bán cứng $\delta e = 340\ N/mm^2 \approx 3400\ kG/cm^2$ = giới hạn đàn hồi

2.2.2. Các phương pháp ghép nối

Phương pháp bulông được dùng để ghép những cấu kiện mặt bằng gang sau đó đến một vài chi tiết ghép trên hiện trường của các công trình bằng sắt thép.

Phương pháp đinh tán là phương pháp ghép tuyệt hảo đối với các cầu sắt, sau tới cầu thép cho tới những năm 1950.

Phương pháp hàn đã được áp dụng đầu tiên vào năm 1935. Từ năm 1950, nó đã nhanh chóng thay thế phương pháp đinh tán, đặc biệt trong công tác chế tạo sẵn ở công xưởng. Hiện nay ở Việt Nam đã có một số nhà máy chế tạo kết cấu cầu thép có công nghệ hàn đạt trình độ quốc tế và sản xuất được những cầu thép hiện đại trên đường sắt Hà Nội - thành phố Hồ Chí Minh.

Phương pháp dùng bulông cường độ cao (BLCĐC) được phát triển cho công tác lắp ghép các cấu kiện thép tại hiện trường từ khoảng năm 1960. Từ năm 1973, liên kết BLCĐC đã áp dụng ở cầu Hàm Rồng. Trong nhiều năm qua, nhiều cầu dàn thép ở nước ta đã dùng rộng rãi liên kết BLCĐC, các bulông này do Trung Quốc, Nga, Đài Loan

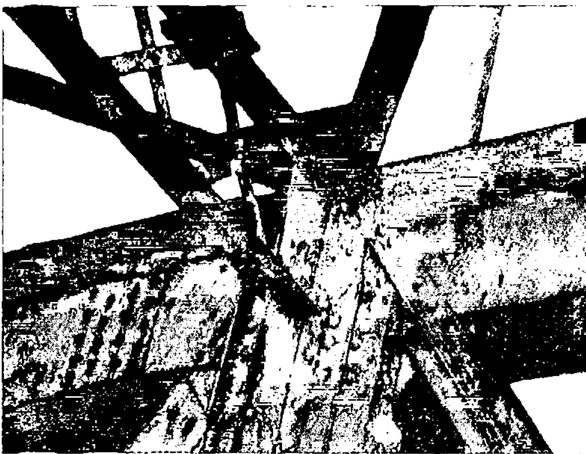
chế tạo. Nhà máy Ngô Gia Tự của Bộ Giao thông vận tải cũng có thời gian sản xuất BLCĐC cho kết cấu cầu thép và đã dùng cho một số cầu như cầu Đò Quan (Nam Định) nhưng chất lượng chưa cao, do vậy khi điều tra cầu thép có loại BLCĐC này cần xem xét kỹ hơn.

2.2.3. Các hư hỏng do gỉ

Những hư hỏng chủ yếu thường gặp trên bề mặt các kết cấu thép thường là do sự phá hoại bởi bị ăn mòn kim loại, sự giảm cấp đó thường kéo theo sự giảm khả năng chịu lực của vật liệu tạo thành, phát sinh sự phá hoại do các loại tải trọng đi lại và do sự quá tải trong quá trình sử dụng công trình.

Gỉ trong cầu thép nhìn chung phát triển rất đa dạng, nó có thể là lớp gỉ đều trên toàn bộ bề mặt của một chi tiết hoặc gỉ sâu thành điểm, kết quả là gây nên một số các hư hỏng sau:

- Làm giảm chiều dầy chi tiết, cục bộ hay trên diện rộng.
- Làm thủng bụng dầm, làm mất sâu diện tích vào mép cánh dầm.
- Làm gỉ mặt tiếp xúc giữa hai chi tiết áp sát nhau.
- Làm sùi bề mặt, làm trương nở phần chi tiết giữa hai chi tiết liên kết. Cần phải lưu ý rằng sắt bị ô xy hoá dưới dạng gỉ sắt làm tăng thể tích rất đáng kể (từ 8 đến 10 lần).
- Ở các chi tiết chịu ứng suất thay đổi xuất hiện vết nứt gỉ ứng suất.



Hình 2.1: Gỉ nút dàn cầu Long Biên



Hình 2.2: Gỉ thanh liên kết chéo dưới

2.2.4. Các nguyên nhân gây gỉ

Việc phân tích những hư hỏng do ăn mòn phải kèm theo việc xác định lại tiết diện dư thừa của kim loại nguyên trạng. Nguyên nhân gây gỉ có nhiều nhưng trước hết là có khiếm khuyết trong khâu thoát nước, ở một công trình khiếm khuyết này có thể ở các mức độ khác nhau,thí dụ:

- Do thiếu không bố trí thoát nước ngay từ thiết kế ban đầu để nước từ mặt cầu chảy tự do xuống hệ dầm.

- Có bố trí thoát nước nhưng không đủ năng lực để cho một phần nước không thoát qua hệ thống mà chảy tự do xuống hệ dầm.

- Có bố trí hệ thống thoát nước nhưng giải pháp không tốt, gây hậu quả xấu như làm đọng nước để nước chảy trực tiếp vào các bộ phận cầu được bảo vệ.

- Có bố trí hệ thống thoát nước ngay từ đầu nhưng thiếu chăm sóc, bảo quản làm tắc hệ thống, để nước chảy tự do vào công trình.

Đối với một số cầu ven khu vực dân cư, dân đổ rác, phóng uế bừa bãi lên các bộ phận dầm thép gần hai bên mố cầu, làm cho các gối cầu, dầm chủ, dầm ngang đầu nhịp, giằng liên kết thường bị gỉ nghiêm trọng hơn ở các vị trí khác. Ngoài ra các nguyên nhân gây gỉ có thể là: Kết cấu có cấu tạo không hợp lý nên có những chỗ có thể trữ đất, cát, bụi, nước thậm chí có cỏ mọc làm ẩm, gây gỉ công trình.

- Ở một số công trình tồn tại các vùng dễ dàng cho nước chảy qua hoặc giữ ẩm thuận lợi cho việc gây gỉ công trình.

- Một số cầu ở vùng núi và nông thôn, gia súc đi qua phóng uế lên mặt cầu, từ đó chất bẩn chảy xuống mạ dưới dàn chủ và hệ dầm mặt cầu gây gỉ.

- Môi trường khí hậu nhiệt đới nói chung và vùng ven biển thường có độ ẩm rất cao, hơi nước biển lại mang theo muối nên tốc độ gỉ trên các công trình cầu thép ở những vùng này thường rất cao.

- Ở một số công trình, trong một số chi tiết kết cấu, ngay từ thiết kế ban đầu hoặc trong quá trình sửa chữa sau này đã không cho phép con người tiếp cận với một số vị trí, nên tại đó mặt thép không có điều kiện bảo dưỡng, làm sạch gỉ và quét sơn bảo vệ.

- Trong một số công trình, đặc biệt là ở các cầu cũ bố trí khoảng cách đinh tán quá lớn nên khả năng ép khít các chi tiết bị ảnh hưởng, phần lớn bị gỉ và trương nở gỉ. Số khác do sử dụng bản đệm khá mỏng, khe hở giữa các chi tiết không đủ không gian để làm sạch gỉ và quét sơn bảo vệ nên ở đó cũng bị gỉ.

- Một số nguyên nhân gây gỉ khác cũng thường gặp là khi sử dụng sai sơn chống gỉ:

+ Công trình bỏ lâu ngày không được sơn bảo vệ do thiếu vốn, thiếu sự quan tâm của các cơ quan quản lý.

+ Sử dụng sơn không đúng, có nơi đã dùng sơn trang trí thay sơn chống gỉ.

+ Chọn hệ thống các lớp sơn không phù hợp, các lớp sơn không tương thích với nhau gây hậu quả ngược lại.

+ Thi công sơn sai so với chỉ dẫn, chuẩn bị bề mặt thép trước khi sơn không tốt, các lớp sơn quá dầy hoặc quá mỏng, sơn không đủ số lớp sơn quy định.

+ Thiếu sự bảo dưỡng, chăm sóc định kỳ lớp sơn bảo vệ.

2.2.5. Hư hỏng có liên quan đến khả năng chịu lực kém của vật liệu

Những vật liệu kim loại cũ và kể cả một số loại vật liệu hiện đại đều có tính bền đặc trưng khi thử sức bền va dập, có xu hướng bị phá hoại giòn trong lúc thi công mắc sai phạm không lường được tạo ra vết khắc gây hiện tượng tập trung ứng suất. Hiện tượng này càng gia tăng khi ở trạng thái nhiệt độ thấp nhưng sau sự lan truyền của sai sót rất có thể cũng xảy ra ở nhiệt độ cao hơn.

2.2.6. Sự phá hoại dưới tác động của tải trọng động

Tải trọng động trên cầu thép tạo ra những tác động liên tục dẫn đến những phá hoại như sau:

- Do hiện tượng mỏi của kim loại chịu những chu kỳ ứng suất động.
- Do hiện tượng va đập.

Những phá hoại chủ yếu

* *Những vết nứt do mỏi:* Hiện tượng mỏi gây ra những vết nứt chủ yếu trong những vùng mà tập trung những ứng lực như: Thay đổi đột biến của tiết diện, do tạo các vết khắc (lỗ, chỗ cắt...) tải trọng quá cục bộ...

* *Mối ghép bằng đinh tán (hoặc bulông) không chắc chắn:* trong các liên kết đinh tán thường chịu những nội lực cắt lớn, đôi khi các đinh tán phải chịu nhổ đầu. Khi các đinh tán bị phá hỏng, sự phá huỷ các chi tiết ghép có liên quan cũng sẽ phát sinh theo. Sự lung lay của các đinh tán lỏng thường làm toét to thêm các lỗ thành hình ôvan: sự hư hỏng đó tương ứng ở các mép có thể gây ra những vết nứt của các chi tiết. Những lực va dập và những hiện tượng mỏi sẽ làm tăng dần quá trình phá hoại.

* *Tình trạng cập kênh ở các gối tựa - Các gối tựa bị kẹt* - Các gối tựa là các điểm cứng, là nơi chịu những nội lực cục bộ rất lớn lặp đi lặp lại sẽ gây nên hậu quả:

- Làm bẹp các gối cũ kiểu miếng đệm bằng chì (cách lắp đặt cũ).
- Làm hư hỏng lớp đệm bằng vữa dưới các tấm thớt gối thép.

2.2.7. Các khuyết tật về mặt hình học và các biến dạng không bình thường

Có thể kể đến các khuyết tật đặc trưng sau:

- Đặt nhầm vị trí các chi tiết kết cấu, loại khuyết tật này dẫn đến việc truyền lực trong kết cấu không đúng với việc tính toán thiết kế ban đầu, ảnh hưởng tới chức năng làm việc so với chi tiết chính xác vốn dĩ phải có.

- Độ võng tĩnh quá lớn. Nguyên nhân có thể do sai lầm về xử lý kích thước hình học khi thi công. Nói chung cũng có thể là do hậu quả của việc tăng quá tĩnh tải so với tính toán thiết kế, giảm tiết kiệm dầm chủ so với thiết kế hay do hậu quả của sự vượt tải đột ngột trên cấu kiện.

- Khuyết tật về độ bằng phẳng, do biến dạng của tấm tôn sau khi gia công kết cấu.

- Biến dạng do xoắn (vênh kết cấu) sẵn có từ trước khi gia công, sau một quá trình khai thác hay khi xe tải va chạm vào kết cấu.

- Các hiện tượng mất ổn định khi thanh bị nén dọc trục, bản bị vênh do bị nén, dầm bị cong nghiêng cánh.

- Biến dạng do làm việc quá tải của một bộ phận kết cấu (thanh trong dầm dàn) do trong chiến tranh một bộ phận nào đó trong dàn bị đứt gãy phân bố lại nội lực (chủ yếu là tĩnh tải) trong toàn dàn, các thanh nhận thêm lực vượt quá năng lực của nó gây biến dạng.

- Các khuyết tật phát sinh khác do sửa chữa sai.



Hình 2.3: Dầm ngang bị cong biến dạng dẻo



Hình 2.4: Thanh đứng của cầu dàn bị cong vênh

2.2.8. Các khuyết tật mang tính cơ học

- Thiếu khe co dãn đầu dầm, làm cho dầm không tự do chuyển dịch, nguyên nhân có thể do không bố trí ngay từ thiết kế ban đầu hoặc có bố trí nhưng không đủ khoảng cách cần thiết, hoặc bị các viên sỏi, các mảnh vỡ bêtông rơi xuống chẹn khe hở.

- Các gối, các khớp cầu bị chẹn, không chuyển động tự do được, nguyên nhân có thể là gối, khớp bị các hạt bụi, các hạt sỏi, cây cỏ chèn cứng, do các sản phẩm của gỉ, nhiều khi do giải pháp kết cấu không tốt, dầm đinh tán bố trí quá gần vùng làm việc của chốt, ngăn cản sự làm việc bình thường của chốt.

- Đinh tán lỏng, bulông xiết không chặt, đinh tán hay bulông bị lỏng hay bị thiếu. Trong trường hợp đó các chi tiết có khả năng bị dịch chuyển tương đối với nhau, trường

hợp nghiêm trọng có thể dẫn tới sự phá huỷ hoàn toàn số đinh tán hay bulông trong liên kết, làm lỏng toàn bộ liên kết.

- Lỏng liên kết do các nguyên nhân ở trên có thể gây ra sự biến đổi trong chức năng làm việc của các bộ phận, không còn đúng như thiết kế ban đầu.

- Dịch trượt các chi tiết, là chuyển vị trí tương đối so với vị trí ban đầu của hai chi tiết tiếp xúc với nhau mà không được liên kết (ví dụ: dịch chuyển gối cầu).

- Dịch trượt hệ mặt cầu: Là chuyển vị trí không bình thường của cả hệ mặt cầu trên các gối kê theo hướng dọc hoặc hướng ngang.

- Bố trí thiếu một vài chi tiết kết cấu làm cho hoạt động bình thường của kết cấu bị vênh, đứt gãy các thanh hoặc chi tiết trong thanh (bản giằng, thanh giằng trong thanh tổ hợp...) do bom đạn trong chiến tranh gây ra. Ở nhiều công trình đã nhiều năm sau chiến tranh các hư hỏng này vẫn không được sửa chữa.

2.2.9. Hiện tượng nứt hoặc đứt gãy

*** Các loại vết nứt đặc trưng trong cầu thép thường gặp**

- Nứt nối tại mối hàn.

- Nứt thép cơ bản ngay tại chân mối hàn hay trong thân kết cấu. Nứt kim loại có thể là do kết quả của sự lan truyền vết nứt từ vùng lân cận mối hàn hoặc do tập trung ứng suất quá lớn do có khuyết tật về mặt hình học hay không đánh giá đúng chức năng làm việc của các chi tiết kết cấu. Hai hiện tượng này đều do mỏi gây ra.

Nứt mối hàn hay thép cơ bản gần mối hàn có thể là do chọn sai vật liệu, do điều kiện hàn hay giải pháp liên kết không tốt.

* ***Hiện tượng đứt gẫy các chi tiết*** có thể do nhiều nguyên nhân khác nhau:

- Các nguyên nhân cơ học có thể là do kích thước tiết diện không đủ so với yêu cầu, do sự tăng ngoại lực vượt quá sức chịu của kết cấu, do ứng suất tập trung quá lớn, do sự lan truyền vết nứt.

- Các nguyên nhân lý - hoá: Hậu quả của gỉ làm giảm tiết diện, hay gỉ nứt dưới ứng suất.

* ***Đứt bulông, đinh tán:*** có thể là do nhiều nguyên nhân khác nhau:

- Gỉ làm mất tiết diện tới đứt bulông đinh tán.

- Trương nở do gỉ ở các chi tiết được liên kết dẫn đến sự quá tải của đinh tán, bulông.

- Sự chuyển dịch liên kết.

- Trong bulông cường độ cao, bulông xiết quá lực.

2.2.10. Các dạng hư hỏng khác

Ngoài các hư hỏng kể trên, ở cầu thép ta còn gặp nhiều loại hư hỏng khác. Các hư hỏng này hoặc là ở phần liên kết hoặc hỏng ngay trên thân chi tiết.

- Ở các liên kết đinh tán đó là các hư hỏng: Không ép khít các tập bản, lệch mũi đinh, kênh mũi đinh, lỏng đinh.

- Ở liên kết bulông: lỏng êcu.

Đối với liên kết bằng bulông cường độ cao ta có thể thấy hư hỏng do dịch chuyển các mặt liên kết có thể khi tính toán đã sử dụng hệ số ma sát, hệ số mômen xiết không chuẩn hoặc có sự trùng ứng suất trong thân bulông theo thời gian, hay cũng còn do khiếm khuyết khi xiết tạo lực cho bulông khi thi công. Đôi khi ta còn gặp các hư hỏng như sự gỉ giữa các chi tiết được liên kết, nứt, đứt đầu đinh tán, đứt bulông do xiết quá lực. Loại hư hỏng khác ta thường gặp là hiện tượng mất ổn định đàn hồi cục bộ, mất ổn định thân dầm, biến dạng nghiêng, xoắn tổng thể dầm. Nguồn gốc của những hư hỏng này chủ yếu do hiện tượng quá tải gây ra (xe nặng đi qua, đặt kích không đúng vị trí khi kích sửa chữa).

2.2.11. Đối với dầm thép liên hợp bản BTCT

Khi điều tra dầm thép liên hợp BTCT, ngoài các vấn đề giống như đối với dầm thép, cần điều tra trạng thái liên kết giữa bản BTCT với thép, các chỗ nứt vỡ, nhũ vôi ở bề mặt đáy bản BTCT và các hư hỏng khác. Đối với các dầm có chiều cao lớn, có thể xuất hiện các chỗ phình cong ở bản bụng do biến dạng hàn khi chế tạo. Nếu điều tra thấy đường tên của phình này lớn quá 15-20mm thì làm thêm các sườn tăng cường ngang.

2.2.12. Các hư hỏng đối với bản mặt cầu

2.2.12.1. Bản mặt cầu gỗ

Các hư hỏng này biểu hiện dưới các mức độ nghiêm trọng khác nhau, từ bong lớp ván lan can đến hỏng các ván chịu lực chính có thể do các nguyên nhân sau:

- Tác động tổng hợp của dòng xe làm hư hỏng liên kết các lớp ván.
- Biến dạng của vật liệu dưới tác động của môi trường.
- Bị mục hay bị các ký sinh tấn công.

2.2.12.2. Mặt cầu bêtông

Các hư hỏng ở mặt cầu bêtông có liên quan tới cấu tạo ban đầu:

- Kích thước thiết kế không đủ đáp ứng tải trọng hiện tại.

- Thiếu lớp chống thấm, thậm chí không có cả lớp átphan, bánh xe chạy trực tiếp lên mặt bản bêtông điều đó dẫn đến các hư hỏng: dạng cơ học, nứt vỡ mặt bản, thậm chí sập đổ cục bộ. Dạng lý - hoá: làm thấm nước, biến đổi các thành phần kết cấu hay mối nối, gỉ tại các vị trí tiếp xúc bản bêtông với cánh dầm.

Đặc biệt trong phần lớn các trường hợp hư hỏng là do kết hợp cả hai nguyên nhân nêu trên và thường dẫn đến một tình huống nghiêm trọng hơn. Do sự thiếu hụt về kích thước hình học của cốt thép trong bản làm xuất hiện vết nứt cơ học, kết hợp với việc thiếu lớp

phòng nước, lớp bêtông bảo vệ cốt thép do đó bản bị yếu dần. Ở đây cần lưu ý phân biệt rõ vết nứt do bản chất cơ học với vết nứt do co ngót của bêtông bởi bêtông co ngót là hiện tượng tương đối bình thường.

2.2.12.3. Bản bêtông trong dầm liên hợp

Loại bản này được kể tới trong độ cứng chung của dầm liên hợp, về nguyên lý tổng thể đây là loại dầm rất kinh tế. Các hư hỏng ở đây về cơ bản giống với các hư hỏng thường gặp ở bản bêtông làm mặt cầu thông thường, tuy nhiên về nguyên tắc khi đã xuất hiện vết nứt trong bản cầu có sự lưu ý đặc biệt về khả năng chịu lực tổng quát của cả hệ dầm. Trong loại dầm này còn phải đặc biệt lưu ý tới sự liên kết giữa dầm kim loại và bản bêtông thông qua các neo, đặc biệt là ở vùng đầu dầm. Nếu có hiện tượng mất liên kết thì nguyên nhân chủ yếu là bố trí không đủ neo. Loại hư hỏng này đã được khẳng định là có đòi hỏi phải tiến hành kiểm toán lại khả năng chịu lực của kết cấu.

2.2.12.4. Các loại mặt cầu khác

a) Mặt cầu kim loại: ở nước ta mới bắt đầu dùng dưới dạng trực hướng: các loại hư hỏng đặc biệt đối với loại bản này cho đến nay còn chưa được phát hiện. Theo kinh nghiệm nước ngoài thường có hai loại hư hỏng:

- Mối hàn trong bản bị nứt, hỏng hoặc vết nứt xuất hiện trong bản thân tấm bản.
- Các liên kết có xu hướng bị nới lỏng làm tăng độ lỏng lẻo và độ cập kênh dẫn đến tăng dần sự rung động cho công trình.



Hình 2.5: *Hư hỏng mặt cầu gỗ*



Hình 2.6: *Hư hỏng nứt bản mặt cầu bêtông*

b) Mặt cầu bản Rôbinsơn: Kiểu này mới được dùng ở một số công trình, ví dụ ở cầu Bắc Giang (đường sắt), thay thế cho các mặt cầu bằng gỗ với mục đích giảm nhẹ công tác duy tu bảo dưỡng, giữ nguyên hoặc giảm được tĩnh tải.

Ở loại mặt cầu này ta thường gặp các hư hỏng:

- Nứt bong phần bêtông với bản do hệ thống liên kết không đầy đủ.
- Gỉ phần bản thép, đặc biệt tại vị trí kê tiếp xúc bản và dầm mặt cầu.
- Lỏng liên kết hàn với dầm gây cập kênh làm tăng dần độ rộng công trình.

2.2.13. Hư hỏng điển hình của cầu treo, cầu cáp

Ở cầu treo ngoài các hư hỏng giống như các loại cầu thép thường có, nó còn có những hư hỏng mang đặc tính của kết cấu, phụ thuộc vào phương thức vận hành đặc biệt của cầu treo.

2.2.13.1. Hư hỏng khối neo và hầm neo

Được cấu tạo để chịu lực kéo truyền từ các sợi cáp biên, các khối neo và hầm neo ít khi xuất hiện các hư hỏng chung, nếu có chăng là sự chuyển dịch do mất ổn định của đất nền, do hậu quả của sự xói lở do lũ lụt gây ra. Chưa thấy các hư hỏng do nứt gãy khối neo ở vị trí hầm neo, các hư hỏng thường xuất hiện trên các sợi cáp hay trên các bộ phận neo cáp, điều chỉnh cáp đặt trong hầm neo vì trong hầm neo độ ẩm thường rất cao, sau mỗi trận mưa hay bị đọng nước nên rất thuận lợi cho gỉ phát sinh và phát triển.

2.2.13.2. Hư hỏng ở trụ cổng cầu

Có hai dạng trụ cổng:

a) Dạng ngàm cứng: Dạng cổng này thường bằng kết cấu BTCT, cũng có những công trình có cổng cầu ngàm chế tạo từ thép hình, trụ cổng ngàm phía đỉnh cổng thường được đặt gối đỡ cáp di động. Sự chuyển dịch của gối cáp do hệ thống con lăn đảm nhận. Bụi và gỉ dần dần ngăn cản chuyển động của các con lăn, thậm chí làm liệt hoàn toàn. Trong trường hợp đó khi hoạt tải đi qua, cổng cầu phải chịu các lực rất lớn. Các lực như vậy không được dự kiến trước nên dẫn đến các hư hỏng đặc biệt là nứt chân cổng.

b) Dạng có khớp ở chân cổng: Về nguyên tắc cổng loại này chỉ được tính toán thiết kế để chịu lực nén, tuy nhiên do độ linh động của khớp chân cổng không đảm bảo, cổng có thể phải chịu các mômen uốn phụ. Ngoài ra trong trường hợp cổng có dạng hình khung, gặp tải trọng không đối xứng sẽ gây nên xoắn vặn cổng. Trong trường hợp đó liên kết ngang trên quá cứng hay không đủ cứng đều có thể là nguyên nhân gây ra những biến dạng không bình thường cho cổng cầu.

2.2.13.3. Cáp, côn neo cáp và hệ điều chỉnh

Cáp dùng phổ biến ở cầu treo là loại có cấu tạo các sợi xoắn quanh 1 sợi ở giữa gọi là lõi theo nhiều lớp với các bước khác nhau. Trong cáp mềm lõi ở giữa bằng sợi dây gai, tẩm dầu chống gỉ. Cấu tạo của cáp như vậy không đảm bảo tính chống thấm đối với nước chảy dọc cáp. Ngay cả trong trường hợp cáp kín, trong đó các sợi lớp vỏ được tạo thành các tiết diện có dạng kín khít sợi này bên sợi kia và mặc dù sử dụng cả các sản

phẩm bảo vệ gốc dầu nhưng cũng không tránh khỏi tình trạng nước thấm khi hơi nước, nước chảy dọc theo đường cáp và gây gỉ ở những điểm trữ nước.

Giữa các dây cáp có khoảng 25% lỗ rỗng và rất dễ nhạy với sự ăn mòn, đặc biệt cần phải nghiên cứu đến vị trí các điểm trữ nước phụ thuộc vào cấu tạo hình học của hệ treo. Khi cáp được sắp xếp theo lớp, các điểm trữ nước chính là:

- Đáy dưới cáp gần côn neo, đặc biệt nếu nó được đặt trong hầm neo bị ẩm.
- Phần đáy parabol giữa nhịp.
- Xung quanh các gông liên kết dây đeo.
- Quanh gông cáp gần hố neo.
- Trong lòng bó cáp trong trường hợp cáp được bó thành chùm.
- Các hư hỏng cục bộ của lớp bảo vệ.
- Các biến dạng của dây cáp là điều kiện thuận lợi để nước vào (đi qua các bản đệm...).
- Những vật cản của nước chảy dọc các dây cáp (chỗ nối dây treo).
- Những vùng bảo quản thường xuyên hoặc gần như thường xuyên trong môi trường ẩm ướt (buồng neo, vùng cây cối, vùng bóng tối...).

* *Tính xâm thực cơ học của dây cáp:*

- Tiếp xúc của các loại ký sinh giữa dây cáp và môi trường (phần xây - bản mặt) hoặc giữa chúng với nhau
- Tính xâm thực do lưu thông đi lại (cáp giữ)

Để đảm bảo có một hoạt động nghiêm túc của các bản bị gấp uốn các dây cáp cần phải đảm bảo làm thật sạch các con lăn để sao cho diện tích tiếp xúc không bị dàn dát ra hoặc bị ăn mòn. Nếu không phải thuộc phạm vi này (thường xuyên) nên dự đoán những rủi ro do các trụ cái gây nên (thường thay đổi theo bản chất của đáy trụ cái) bởi vì sự hoạt động tổng thể của các công trình có thể thay đổi. Đối với các dây neo và các đai, cần phải đảm bảo các chi tiết đó không bị giòn.

Việc neo các dây neo với các bản mặt là một điểm đặc biệt bởi vì một vài giải pháp đã sử dụng có thể dẫn đến những sai sót do xoay ở khớp (có thể bị mòn) hoặc do tác động tích tụ của nước và các rác rưởi (sẽ bị ăn mòn). Việc điều chỉnh độ căng dây của công trình cho phép công trình đảm bảo tầm hoạt động thích hợp.

Ngoài ra trong cầu treo còn có thể xuất hiện một số các hư hỏng khác:

- Các hiện tượng động học sinh ra khi hoạt tải đi qua thường bị khuếch đại do đặc tính của công trình. Hiện tượng này xảy ra ở mọi điểm của kết cấu.
- Các côn neo cấp là điểm cố định cứng, nó có thể chịu các lực đột biến, các con chêm trong côn nếu chế tạo quá mềm sẽ dễ dàng bị biến dạng gây tụt cáp trong côn. Một khi xảy ra hiện tượng như vậy, sẽ dẫn đến việc phân phối lại lực căng trong hệ treo,

nội lực trong các sợi cáp không còn đồng đều nữa, có sợi phải chịu tải quá với khả năng thiết kế vốn có.

Hệ điều chỉnh cáp bằng tăng đơ thường bị gỉ nếu không được bảo dưỡng thường xuyên, ở dạng kết cấu này thường gây ra sự tập trung ứng suất ở phần ven kết hợp với gỉ có thể gây nứt ở đó.

Trong cầu cáp cần quan tâm tới các chi tiết sau:

- Cóc cáp:

  + Số lượng cóc cáp so với thiết kế

  + Khoảng cách giữa các cóc cáp trong một mối liên kết

  + Độ chắc chắn khi bắt cóc

  + Các hiện tượng hư hỏng quanh cóc cáp (gỉ - đứt sợi)

- Puli, khuyên cáp:

  + Đường kính và các kích thước khác có phù hợp với loại cáp không

  + Nứt vỡ

  + Gỉ, kẹt

- Đan nối cáp:

  + Chiều dài đoạn đan nối

  + Hình dáng, bước so dây có đúng chiều quy định không

  + Các hư hỏng quanh vùng đan, nối (gỉ - đứt sợi)

2.2.13.4. Hệ thống dây treo thẳng đứng

Trong các cầu treo ở nước ta các dây treo thẳng đứng chủ yếu dùng các thanh thép tròn, hãn hữu có công trình dùng dây treo thẳng đứng bằng cáp. Các dây treo thẳng đứng có cấu tạo phần trên liên kết với cáp chủ, phần dưới liên kết với hệ mặt cầu. Các dây treo này chịu các lực khác nhau, phụ thuộc vào cấu tạo và vị trí cũng như dạng hình học của hệ treo và hệ mặt cầu.

Các dây treo thẳng đứng dùng thanh thép tròn thường cấu tạo có hai nhánh, liên kết với nhau bằng những thanh ngang, ở đầu mỗi thanh thường hàn các chi tiết nối chốt với trụ dầm và hệ dây, ít thấy các hư hỏng ở số dây treo dài, có chăng sự không chính xác về độ dài mỗi nhánh gây phân bố lực không đều. Các dây treo thẳng đứng dạng này ở gần giữa nhịp chỉ có một khớp ngắn và cứng, có khả năng bị đứt do đã không được tính tới việc chịu các mômen uốn thay đổi phát sinh do các chuyển động tương đối của hệ mặt cầu với dây trên. Các dây treo thẳng đứng làm bằng cáp cũng có nguy cơ bị gỉ giống như ở cáp chủ, đặc biệt là ở phần đầu dây treo phía dưới, tại vị trí cáp đi vào côn, liên kết dây treo thẳng đứng vào hệ mặt cầu.

Các má ôm đầu trên của dây treo thẳng đứng có thể bị trượt, gây ra sự phân phối lại lực căng, làm tăng thêm lực trong các dây treo thẳng đứng bên cạnh gây nên hiệu ứng

dây chuyền. Đặc biệt ở các dây treo thẳng đứng gần trụ có độ dốc dây chủ lớn nên dễ tuột, trượt về hướng giữa nhịp.

2.2.13.5. Hệ mặt cầu

Trong các mặt cầu treo ở nước ta có kết cấu cũng như vật liệu làm mặt cầu rất đa dạng (gỗ, bêtông, bản thép bêtông liên hợp...). Ngoài các hư hỏng thường thấy ở mặt cầu nói chung còn có các hư hỏng mang đặc tính kết cấu treo.

Những hư hỏng đặc trưng chủ yếu liên quan đến vấn đề mất ổn định (vênh, võng) do các nguyên nhân:

- Hệ mặt cầu không đủ cứng.
- Các gối tựa bị kẹp.
- Độ căng còn "quá mềm" (các đế quá lỏng và dây cáp đầu không đủ căng, tải trọng quá lớn...).

Hơn nữa những vấn đề do lực đạp ở các gối tựa thường nảy sinh ra những hư hỏng về gối cố định thậm chí dẫn đến những hư hỏng của chính các dầm.

Đa số cầu treo ở nước ta có hệ dầm mềm, có thể xem cấu trúc hệ mặt cầu gồm các bộ phận riêng biệt, nối với nhau bằng chốt liên kết độc lập vào các dây treo thẳng đứng. Sự suy yếu của các dây treo thẳng đứng này hay sự trượt của các liên kết chúng với cáp chủ dẫn đến sự biến dạng các chi tiết tương ứng, về lâu dài có thể phá hỏng công trình. Các biến dạng thường gặp là:

- Biến dạng tổng thể theo chiều dọc cầu dưới tác dụng của tĩnh tải.
- Biến dạng tổng thể theo chiều ngang cầu do việc tụt má ôm cáp dây treo thẳng đứng.
- Biến dạng cục bộ do phân bố lại lực căng trong hệ treo hoặc do xe quá tải đi qua.
- Biến dạng cục bộ đột ngột sinh ra do va chạm của xe cộ trên cầu.

2.2.13.6. Gối cầu

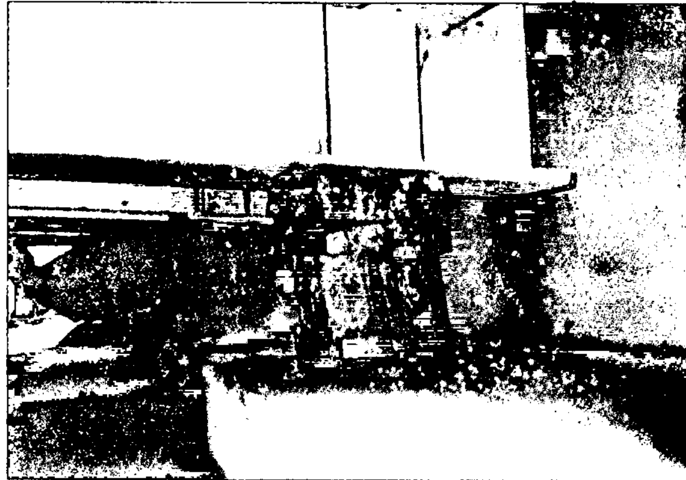
Gối cầu nói chung ở phần lớn các công trình làm nhiệm vụ truyền phản lực gối xuống móng trụ và cho phép khe co dãn của hệ mặt cầu làm việc bình thường. Trong cầu treo gối cầu không làm việc hoàn toàn giống như vậy, nó đóng vai trò quan trọng hơn nhiều.

- Ở đó nó truyền phản lực gối thẳng đứng, thay đổi nhanh và thường xuyên
- Ở đó nó chịu các chuyển vị hay lực dọc rất lớn, luôn thay đổi và không giống nhau khi hoạt tải đi qua.
- Là nơi tiếp nhận lực ngang do gió sinh ra.

Những hư hỏng chính đặc trưng của các loại gối như sau:

- Bị mài mòn.
- Bị tách rời các điểm cố định (bản mặt hoặc gối tựa).
- Sai lệch của khối xây gối tựa lúc đầm nén.

Sự tồn tại và thay đổi nhanh của các lực không gian tác dụng lên gối thường làm cho gối chóng hư hỏng mà phần lớn các gối này đã không được tính toán đầy đủ đúng theo sự làm việc đa dạng của nó. Sự xuống cấp này làm tăng độ giơ, kéo theo sự va đập ngày càng mạnh, gây nên lực động trong kết cấu ngày càng lớn, gây hư hỏng gối cầu, làm dập vỡ khối bêtông kê gối.



Hình 2.7. Gối con lăn bị nghiêng quá mức

2.2.14. Điều tra các hư hỏng do mỏi

Phá hoại mỏi xảy ra do sự phát triển dần dần các vết nứt trong thép. Cần chú ý phát hiện các vết nứt mỏi ở các vùng chịu lực cục bộ, nơi có ứng suất tập trung lớn nhất.

2.2.14.1. Đối với thanh dàn

Các hư hỏng mỏi nặng nhất thường xuất hiện trong các thanh chéo gần giữa nhịp của các loại dàn chủ đinh tán. Tại đó cần tìm vết nứt mỏi đầu từ vùng ứng suất tập trung cao nhất ở hai mép lỗ hàng đinh thứ nhất và hàng đinh thứ hai đếm từ giữa thanh chéo của dàn. Thông thường vết nứt sẽ phát triển theo hướng ngang tới trục dọc của thanh dàn, vết nứt sẽ qua các lỗ đinh. Đôi khi đầu vết nứt ở vị trí khoảng 1/5 đường kính lỗ đinh dọc theo trục của thanh chéo, hướng về đầu thanh. Để điều tra vết nứt mỏi phải kết hợp với việc phát hiện các đinh tán bị hỏng. Sự xuất hiện vết nứt mỏi luôn luôn được báo trước bằng hiện tượng lỏng đinh tán nối các cấu kiện đó. Cần chú ý là trong các thanh chéo và thanh đứng có các đinh tán chịu cắt hai mặt thì ít phát hiện thấy hư hỏng mỏi ở liên kết. Đối với các thanh của hệ liên kết giữa các dàn chủ nên tìm vết nứt mỏi tại các mép lỗ đinh liên kết chúng vào bản nút. Lưu ý là các hư hỏng này làm cho dao động của hệ liên kết tăng thêm rõ rệt khi tàu chạy qua cầu và người điều tra có thể dễ dàng phát hiện.

2.2.14.2. Đối với các dầm hệ mặt cầu

Cần lưu ý rằng hư hỏng do mỏi là một trong các hư hỏng phổ biến nhất và phát triển mạnh nhất trong dầm dọc, dầm ngang và hướng liên kết của chúng với nhau.

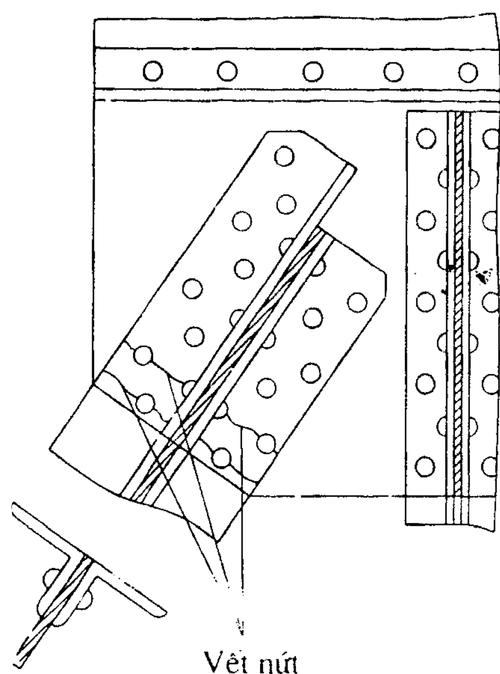
Vết nứt thường gặp là vết nứt ở cánh nằm ngang của thép góc cánh trên của dầm dọc, nó xuất hiện lúc đầu ở bên dưới vệt gần sống thép góc này và phát triển theo sống đó rồi

thay đổi hướng đi ngang với dầm dọc. Hậu quả là cánh thép góc dưới tà vẹt bị cong vênh rõ rệt. Cần phát hiện các hư hỏng như vậy ở thép góc phía trong và phía ngoài của dầm dọc có tà vẹt đè lên trên (loại dầm dọc không có tấm bản thép cánh nằm ngang, chỉ có các thép góc cánh) và ở các thanh biên trên của những dàn mà tà vẹt kê trực tiếp lên thanh đó.

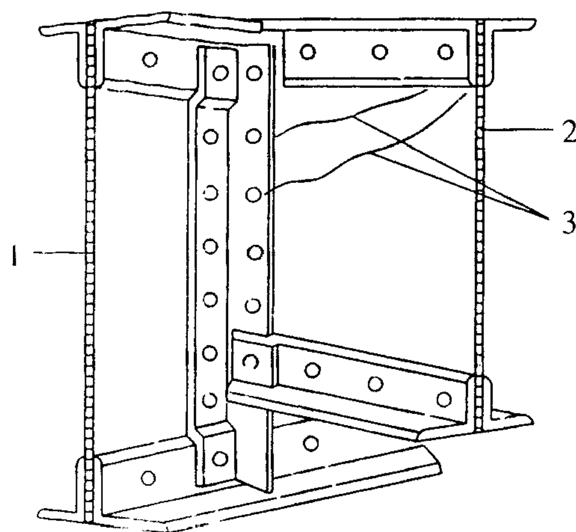
Loại vết nứt mỏi cũng xuất hiện ở bản bụng dầm dọc theo hướng nghiêng đi từ mép lỗ đinh của các hàng đinh thứ 2, thứ 3, thứ 4 (đếm từ đỉnh dầm dọc xuống) của liên kết dầm bụng với thép góc nối thẳng đứng. Đó là hậu quả sự lỏng đinh tán ở liên kết bụng dầm với thép góc liên kết gây ra ứng suất tập trung cao ở mép lỗ đinh. Khi tải trọng lặp tác dụng nhiều lần, ở mép lỗ xuất hiện các vết nứt mỏi trong bụng dầm. Do đó, yêu cầu khi đi điều tra phải lưu ý phát hiện.

Đối với kiểu cấu tạo dầm dọc xếp chồng lên trên dầm ngang nên chú ý phát hiện vết nứt mỏi ở cánh của thép góc cánh trên trong đoạn tựa của dầm dọc lên dầm ngang và đoạn tựa của dầm ngang lên dầm chủ (như ở dàn VN64...). Cần lưu ý đây là kiểu cấu tạo có tuổi thấp và độ chịu mỏi thấp.

Đối với các dàn liên kết bằng bulông cường độ cao cũng nên chú ý phát hiện vết nứt ở liên kết của dầm dọc với dầm ngang, đặc biệt là khi cấu tạo không có bản gá. Các đinh tán và bulông cường độ cao có thể bị phá hoại ở các hàng đinh, bulông phía trên và phía dưới của thép góc liên kết với bụng dầm ngang, ở đó đinh bị nhô đầu do mômen uốn tác dụng trong liên kết.



Hình 2.8: *Vết nứt do mỏi ở thanh xiên của dàn*



Hình 2.9. *Vết nứt do mỏi ở bản bụng dầm dọc*
1. Dầm ngang; 2. Dầm dọc; 3. Vết nứt

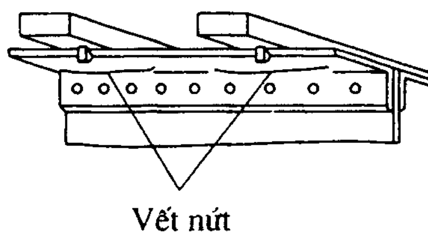
Khi điều tra các kết cấu nhịp hàn và kết cấu nhịp đã được tăng cường bằng hàn (đặc biệt là hàn và tán trong thời gian chiến tranh) cần lưu ý tìm vết nứt do mỏi xuất hiện

trong các mối hàn và trong thép cơ bản quanh đó, đặc biệt là mối hàn ở vùng ứng suất tập trung cao do ngoại tải và nơi có ứng suất dư do hàn gây ra.

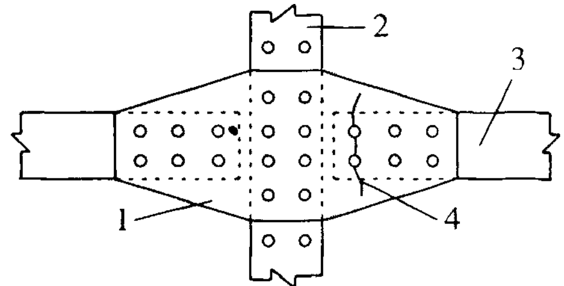
Cũng nên tìm vết nứt mỏi ở các chỗ có thay đổi đột ngột mặt cắt như do cắt bớt tập bản thép, do hàn táp thêm bản thép, do hàn sườn tăng cường đứng, hàn dầm ngang.

Các vị trí có lỗ thủng, lỗ khoét, các đầu mối hàn là nơi có thể tìm thấy các vết nứt mỏi.

Đối với bản cá cần tìm vết nứt mỏi do ứng suất pháp quá lớn gây ra bởi mômen uốn trong liên kết dầm dọc với dầm ngang. Các vết mỏi này thường gặp ở mép lỗ đinh hàng thứ nhất hay hàng thứ hai, đếm từ dầm ngang. Biểu hiện báo trước sự xuất hiện của chúng là sự lỏng các đinh tán lên bản gá. Như vậy lúc điều tra cần xem xét toàn diện kết hợp với việc kiểm tra đinh tán.



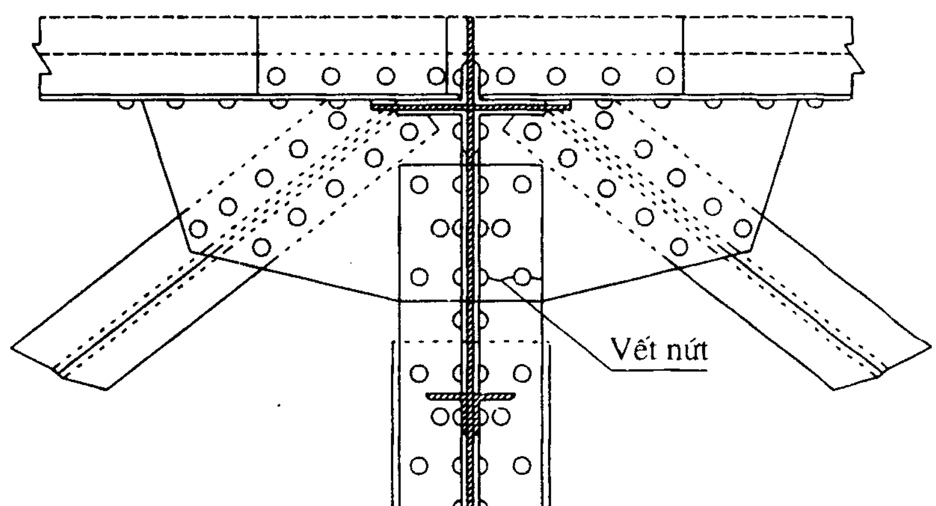
Hình 2.10. *Vết nứt do mỏi ở thép góc cánh của dầm dọc*



Hình 2.11. *Vết nứt do mỏi ở bản cá*
1. Bản cá; 2. Dầm ngang;
3. Dầm dọc; 4. Vết nứt

Đối với thép góc cánh dưới và giữa bụng dầm dọc cũng cần phát hiện vết nứt mỏi từ mép lỗ đinh hoặc ở vùng tập trung ứng suất pháp mà có hiện tượng gỉ rõ rệt hoặc các hư hỏng về mặt cơ học.

Đối với thép góc đứng liên kết dầm dọc với dầm ngang nên tìm vết nứt mỏi ở góc của nó, đặc biệt là không có bản gá hoặc bản gá quá yếu. Nguyên nhân vết nứt mỏi này là do thép góc liên kết bị truyền lực dọc quá lớn từ các dầm dọc đến trong khi các dầm dọc làm việc chung với các thanh biên của dàn chủ. Một nguyên nhân khác là do mômen uốn lớn ở chỗ liên kết với dầm ngang



Hình 2.12. *Vết nứt do mỏi ở thép góc cánh dưới của dầm ngang*

Đối với kết cấu nhịp dài trên 80m nên tìm thêm các vết nứt mỏi trong thép góc cánh dưới của dầm ngang nhiều nhịp. Nguyên nhân cơ bản của nứt là do quá tải về mức độ làm việc chung của dầm hệ mặt cầu với thanh biên dàn chủ. Hiện tượng này thường gặp ở các kết cấu nhịp nào không có chỗ cắt đứt dầm dọc.

Khi điều tra cần lưu ý là trong các thanh đứng của dàn và các cấu kiện khác chịu tải trọng cục bộ thì mức tăng của các hư hỏng mới sẽ nhanh hơn so với dầm ngang. Như vậy, khi điều tra xét khả năng cho đoàn tàu nặng qua cầu cần phải lưu ý rằng càng tăng tải trọng trục xe thì càng làm giảm tuổi thọ của các cấu kiện chịu tải trọng cục bộ.

Dấu hiệu bề ngoài để dễ nhận biết về nứt mỏi là các dấu hiệu gỉ màu nâu đen và lớp rạn nứt của lớp sơn phủ. Có thể dùng máy dò siêu âm, máy Rơnghen và máy dò kiểu từ điện để dò các vết nứt rạn này. Trong điều kiện chỉ quan sát bằng mắt, không có các dụng cụ đo chính xác thì có thể dùng các dụng cụ đơn giản: Trên đoạn kết cấu thép nếu quan sát thấy nghi ngờ thì cần cạo sạch hơn vào vết gỉ, đánh sạch bằng giấy nhám rồi bôi nhanh dung dịch 10-15% axit nitơric lên bề mặt, sau đó rửa bề mặt bằng nước, làm khô rồi dùng kính lúp phóng đại để tìm và dò vết nứt. Đôi khi có thể dùng đục nhỏ, sắc để bạt đi một lớp phôi mỏng trên bề mặt dọc theo đường nứt lờ mờ để phát hiện kỹ hơn. Cũng có thể dò theo đường nứt với một mũi kim nhọn cứng. Có thể dùng dung dịch chất nhờn màu đỏ dò vào vùng nghi ngờ, dung dịch này sẽ thấm sâu vào và đi lan theo vết nứt, giúp cho người điều tra dễ phát hiện vết nứt hơn.

2.2.15. Điều tra các hư hỏng do gỉ

2.2.15.1. Cần phân biệt hai dạng gỉ là

- Gỉ bề mặt: Vết gỉ phân bố tương đối đồng đều trên bề mặt cấu kiện thép.
- Gỉ cục bộ: Vết gỉ xuất hiện cục bộ và thường phát triển sâu.

Loại gỉ bề mặt thường có chủ yếu ở thanh biên dàn chủ và bản cánh các dầm dọc, dầm ngang, các thanh của hệ liên kết giữa các dàn chủ hoặc giữa các dầm dọc. Cần phát hiện các vết gỉ cục bộ ở các cấu kiện phần xe chạy. Đối với dầm dọc nên tìm vết gỉ cục bộ ở bản nằm ngang cánh trên hoặc cánh nằm ngang của thép, góc cánh trên tại chỗ chúng tiếp xúc với tà vẹt. Nơi đó lớp sơn thường bị hỏng sớm và có độ ẩm lưu cữu.

2.2.15.2. Đối với các kết cấu nhịp có đường xe chạy trên

Các thanh và nút dàn này thường bị nhiễm rác bẩn và bị gỉ nặng hơn so với các kết cấu nhịp có đường xe chạy dưới (cũng có mặt cầu trần).

Trong kết cấu nhịp chạy dưới có mặt cầu trần thì các bộ phận ở thấp hơn mặt xe chạy thường bị gỉ nặng hơn và phải kiểm tra kỹ.

Trong các nút của hệ liên kết dọc nối với thanh biên dàn chủ và với dầm dọc thường bị gỉ do bẩn rác đất. Cần điều tra mức độ gỉ của các dầm ngang theo các vị trí thường xuất hiện là:

- Ở bản cánh và bản cánh dưới trên đoạn nối dầm ngang với bản nút nằm ngang của hệ liên kết dọc giữa hai dàn chủ.

- Ở bên dưới vị trí ống nước thải từ toa tàu.

Đôi khi tại các vị trí đó có vết gỉ ăn thủng hết độ dày bản thép.

2.2.15.3. Trong kết cấu có bước đinh tán liên kết lớn hơn 160-200 mm

Khi bước đinh quá lớn thì giữa các bộ phận không được liên kết chặt chẽ khiến cho gỉ dễ dàng xuất hiện và phát triển, đôi khi gỉ nặng đến mức các sản phẩm gỉ trương nở ra làm cong phình một số đoạn chi tiết thép góc, làm đứt đầu đinh tán. Khi điều tra cần tìm và mô tả loại hư hỏng nói trên.

2.2.15.4. Đối với các kết cấu nhịp dàn chạy dưới

Cần xem xét phát hiện các vết gỉ ở các thanh của hệ liên kết dọc trên giữa hai dàn chủ. Nguyên nhân có thể là do khói của đầu máy có chứa các chất ăn mòn. Nên lưu ý sự phát triển của gỉ trên các bề mặt tiếp xúc có thể ăn mòn làm mủn các cấu kiện được nối với nhau. Nguyên nhân là do các sai sót về cấu tạo ở các loại dàn cũ như các khe hở quá nhỏ, có các hốc lõm chứa rác bẩn và đọng nước, bước đinh quá dài.

Đối với các loại dàn cũ có các thanh chéo bằng thép hoặc thép góc mà đầu của chúng kẹp hai bên sườn đứng của thanh biên dàn thường bị gỉ ở chỗ nối vào sườn đứng đó. Hư hỏng gỉ loại này có thể tìm thấy ở các thanh biên dưới của dàn chủ, ở đó trong các tập bản thẳng đứng có các đinh tán cách xa nhau và trong thanh chéo của hệ liên kết dọc gồm hai thép góc cũng thường có bước đinh quá dài. Các dàn Pigcau cũ do Pháp để lại thường có vết gỉ này.

2.2.15.5. Ghi chép mô tả

Yêu cầu khi điều tra các chỗ gỉ phải ghi chép, mô tả, thể hiện trên bản vẽ sơ họa, đo chiều dày bản thép còn lại sau khi đập bỏ lớp gỉ để lấy số liệu phục vụ việc tính lại kết cấu. Khi cần thiết có thể lấy mẫu sản phẩm gỉ đem về phòng thí nghiệm để phân tích hoá học.

2.2.16. Điều tra các hư hỏng về mặt cơ học và phá hoại giòn

Các hư hỏng cơ học thường xuất hiện trong thời gian khai thác cầu do tàu xe chạy va quệt vì khổ giới hạn thiếu. Cũng có thể do lỗi chế tạo và lắp dựng. Có rất nhiều hư hỏng cơ học do bom đạn gây ra trong chiến tranh.

Khi điều tra cần phân biệt các dạng hư hỏng cơ học sau đây:

+ Đứt các bộ phận đơn lẻ.

+ Cong vênh, méo cục bộ.

+ Các lỗ thủng, vết lõm, vết dập.

Phải điều tra kỹ mọi bộ phận có hư hỏng cơ học. Mức độ nguy hiểm của chúng được đánh giá tuỳ trường hợp cụ thể theo kích thước hư hỏng, trạng thái ứng suất và sự thay đổi trạng thái ứng suất đó do có hư hỏng. Đối với các bộ phận bị va đập phải điều tra kỹ tìm vết nứt ở vùng bị va đập trực tiếp và vùng bị biến dạng cưỡng bức. Trong các bộ phận bị cong vênh thường có ứng suất dư, nếu là bộ phận chịu nén mà lại cong vênh thì khả năng chịu lực sẽ giảm nhiều do bị uốn dọc. Các chỗ cong vênh cần được đo vẽ cụ thể. Nếu đường tên của chỗ cong vênh ở cấu kiện bị nén lớn hơn 1/7 bán kính quán tính mặt cắt trong mặt phẳng cong vênh, còn trong cấu kiện bị kéo mà đại lượng nói trên lớn hơn 1/10 chiều cao mặt cắt thì phải tính toán lại xem có cho phép để nguyên sự cong vênh mà vẫn cho thông xe hay không. Nếu không được thì cần kiến nghị về việc tăng cường sửa chữa và theo đặc biệt ngay. Cần đặc biệt lưu ý các thanh bị nén ở mặt cắt tổ hợp mà bị hư hỏng cong vênh đồng thời ở hệ thanh giằng, bản giằng giữa các nhánh của cấu kiện. Phải tính toán lại ngay và nếu cần phải gia cố ngay.

Các hư hỏng do phá hoại giòn rất ít gặp ở nước ta vì không có nhiệt độ âm nhưng khi điều tra các kết cấu thép được hàn nối hoặc hàn vá có thể phát hiện vết nứt do công nghệ hàn kém chất lượng, đặc biệt là do dùng thép hình, thép bản chế tạo từ loại thép sôi của Liên Xô (cũ). Loại thép này không chịu hàn. Sự phá hoại giòn xảy ra là do phát triển tức thời các biến dạng dẻo không thể hiện rõ rệt.

2.3. CÔNG TÁC KIỂM TRA CẦU THÉP, CẦU THÉP- BÊTÔNG LIÊN HỢP VÀ CẦU TREO

2.3.1. Ý nghĩa và mục đích của công tác kiểm tra

Các loại công trình cầu thép, cầu thép - bêtông liên hợp, cầu treo, do ảnh hưởng của môi trường, do lão hoá của vật liệu, do bị khai thác liên tục... dẫn đến việc hư hỏng của công trình ở những mức độ khác nhau. Việc theo dõi kiểm tra sẽ cho phép phát hiện sớm các hư hỏng, khuyết tật trước khi chúng phát triển tới mức độ trầm trọng. Việc kiểm tra vì thế giúp các nhà quản lý có một sự hiểu biết đầy đủ về trạng thái (tình trạng) của công trình, để có hình thức quản lý và phương pháp duy tu, bảo dưỡng thích hợp, đảm bảo năng lực thông qua các phương tiện vận tải trong điều kiện an toàn nhất.

Đối với cầu thép, ngoại trừ sự phá huỷ do mỏi mà không được phát hiện kịp thời, rất ít khi công trình bị sập đổ đột ngột nếu không phải chịu các ngoại tải tác dụng quá lớn so với tải trọng thiết kế. Khi bị phá huỷ do mỏi, kết cấu cũng phải trải qua một quá trình phát triển vết nứt theo những giai đoạn nhất định, vì thế nếu có sự kiểm tra theo dõi thường xuyên để các vết nứt trong cầu thép được phát hiện kịp thời thì việc đảm bảo an toàn khai thác cũng không phải là việc khó. Chính vì thế công tác theo dõi đối với các công trình giao thông vận tải nói chung và cầu thép nói riêng để trên cơ sở đó đánh giá đúng thực trạng công trình, định ra các biện pháp duy tu, bảo dưỡng sửa chữa hoặc tăng cường công trình đúng lúc và đúng mức là điều vô cùng quan trọng trong công tác quản lý.

2.3.2. Phân loại công tác kiểm tra

Có thể phân cấp thành 3 mức độ kiểm tra như sau:

1- Kiểm tra thường xuyên;

2- Kiểm tra hàng năm;

3- Kiểm tra chi tiết.

Trong kiểm tra chi tiết, tài liệu phân biệt ba loại:

- Kiểm tra chi tiết đầu tiên;
- Kiểm tra chi tiết định kỳ;
- Kiểm tra chi tiết đặc biệt.

2.4. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA THƯỜNG XUYÊN

Việc kiểm tra thường xuyên cần thực hiện đối với tất cả các công trình không kể quy mô. Cần đặc biệt lưu ý ở các thời điểm khả dĩ có ảnh hưởng tới công trình như: Lũ, lụt, bão, động đất... hoặc khi có sự va quệt của các phương tiện giao thông. Kiểm tra thường xuyên nhằm phát hiện kịp thời những hư hỏng thông thường đồng thời phát hiện và nắm bắt kịp thời đối với các loại hư hỏng đặc biệt, những biến dạng lớn, phát hiện nhanh mà nếu dựa vào kết quả kiểm tra hàng năm thì đã muộn. Kiểm tra thường xuyên còn nhằm theo dõi sự phát triển của những hư hỏng đã phát hiện từ những lần kiểm tra trước.

2.4.1. Thời hạn kiểm tra

Nói chung, thời hạn tiến hành kiểm tra thường xuyên như sau:

- Trong hai năm đầu kể từ khi đưa công trình vào khai thác cứ 3 tháng kiểm tra một lần;
- Các năm tiếp sau: cứ 6 tháng kiểm tra một lần.

2.4.2. Đơn vị thực hiện

Việc kiểm tra thường xuyên đòi hỏi trình độ chuyên môn của những cán bộ tiến hành kiểm tra ở mức độ bình thường nhưng về phương diện khác, việc kiểm tra thường xuyên đòi hỏi phải do những người am hiểu kỹ càng quá khứ của công trình, hiện trạng của nó cũng như các điều kiện xung quanh ảnh hưởng đến nó, đó chính là các cán bộ của cơ sở quản lý trực tiếp đóng trên địa bàn có công trình được kiểm tra.

2.4.3. Những nội dung cần kiểm tra

Phần trước đã giới thiệu một cách tổng quát những nội dung phải thực hiện khi kiểm tra thường xuyên cho các loại công trình nói chung, đó là:

2.4.3.1. Đối với cầu thép và thép liên hợp bản bêtông cốt thép

- Những vị trí đọng nước ở phần đường đầu cầu;
- Tình trạng thoát nước mặt cầu.

- Khe nối giữa cầu với đường; Tình trạng ghi nhận các hư hỏng, tiếng động bất thường khi xe cộ đi qua, khả năng thoát nước dưới khe nối.

- Kiểm tra độ võng lan can. độ cong lan can để phán đoán tình trạng hệ dầm.

- Kiểm tra phần bản bêtông mặt cầu, tính ổn định, vị trí cập kênh của bản, vùng nước thấm, nhũ đá và những dấu vết biểu hiện sự suy thoái của bêtông.

- Xem xét tình trạng gối cầu

Ngoài ra đối với cầu thép, khi kiểm tra thường xuyên có thêm những nội dung khác:

- Kiểm tra tình trạng hệ dầm bao gồm: Tình trạng lớp sơn bảo vệ, ghi nhận các vùng gỉ, những vùng đặc biệt xem mức độ kỹ càng hơn, nhất là chiều dầy phần thép thực tế còn lại.

- Kiểm tra phát hiện các loại hư hỏng như biến dạng (tức thời) sinh ra do va chạm của các phương tiện vào các bộ phận dầm, dàn chủ. Hoạt tải quá nặng đi qua gây mất ổn định hay nghiêng lệch dầm.

- Việc phát hiện các hư hỏng bất thường có biểu hiện khá rõ ràng này không đòi hỏi một sự tăng cường nào trong kiểm tra, cũng không đòi hỏi một năng lực đặc biệt nào.

2.4.3.2. Đối với cầu treo

Việc kiểm tra thường xuyên đối với cầu treo bao gồm các nội dung sau:

- Kiểm tra thường xuyên đối với cầu treo bao gồm các mặt cắt ngang cầu...

Sự bất bình thường phát hiện được có thể có sự lộn xộn trong hệ treo.

- Kiểm tra sự thẳng đứng của các dây treo. Độ xiên của dây treo có thể do:

  + Sự trượt các chi tiết liên kết tương ứng nếu nó là cục bộ ở một vài dây.

  + Sự chuyển vị tương đối giữa cáp chủ và hệ mặt cầu nếu nó là phổ biến.

- Nghe âm thanh do va chạm từ các gối cầu khi tải trọng đi qua, nó biểu hiện của sự xuống cấp công trình

2.4.4. Trang thiết bị kiểm tra

Kiểm tra thường xuyên được thực hiện chủ yếu bằng mắt cùng với một số dụng cụ đơn giản như búa, thước, tuốc nơ vít, phấn để đánh dấu... Đối với các bộ phận ở xa có thể dùng các phương tiện phổ biến như thang, tầu thuyền, quang treo...

2.4.5. Chuẩn đánh giá

Khi kiểm tra thường xuyên không cần đánh giá và phân loại theo tiêu chuẩn đã kiến nghị trong các tài liệu chung.

2.4.6. Mẫu hồ sơ kiểm tra

Trong kiểm tra thường xuyên không cần thiết xây dựng biên bản kiểm tra theo một mẫu quy định, tuy nhiên mọi hư hỏng và hiện trạng của công trình kiểm tra được cần ghi

chép tóm tắt nhưng đầy đủ, có kèm theo ngày tháng. Tuỳ điều kiện và nếu gặp các hư hỏng đặc biệt có thể chụp ảnh hoặc sơ hoạ vị trí và mức độ của hư hỏng đó để lưu vào hồ sơ quản lý công trình, đồng thời phải sao gửi nội dung kiểm tra cùng đánh giá kết quả đến cơ quan quản lý cấp trên để có hướng xử lý tiếp.

2.4.7. Định hướng duy tu, sửa chữa

Thông thường qua kiểm tra thường xuyên ta chỉ phát hiện được các hư hỏng đơn giản, trên bề mặt kết cấu. Những hư hỏng này thường mới phát sinh hoặc mới phát triển trong một phạm vi hạn chế, việc sửa chữa các khuyết tật này thường đơn giản và nhanh chóng. Trong cầu thép có thể cạo gỉ, sơn lại hoặc tra dầu mỡ. Tuy nhiên cũng không loại trừ những hư hỏng nghiêm trọng được phát hiện khi kiểm tra thường xuyên, nó đòi hỏi một sự theo dõi tăng cường hoặc tiến hành kiểm tra chi tiết ngay hoặc phải có kế hoạch sửa chữa cấp bách.

2.5. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA HÀNG NĂM

Kiểm tra hàng năm là hình thức kiểm tra toàn diện công trình, mức độ kiểm tra hàng năm không nặng nề như kiểm tra chi tiết nhưng đầy đủ điều kiện để xây dựng một báo cáo và phân loại được công trình. Bằng những chẩn đoán kết cấu sơ bộ, kết hợp với những kết quả theo dõi thường xuyên, việc kiểm tra toàn diện kết cấu ở loại kiểm tra này cho phép ta đánh giá được mức độ hư hỏng của kết cấu từ đó xác định năng lực làm việc của chúng để xếp hạng và định lượng duy tu sửa chữa cho thích hợp. Việc kiểm tra hàng năm chỉ nên bắt buộc đối với một số công trình: Thí dụ đối với toàn bộ các cầu có chiều dài $\geq$ 10m hay đối với các công trình dự đoán chịu các điều kiện đặc biệt có thể gây hư hỏng

2.5.1. Thời hạn kiểm tra

Nói chung, công tác kiểm tra hàng năm được quy định "Một năm một lần".

Trong mỗi khu quản lý, số lượng cầu quản lý trong toàn khu là rất lớn vì thế để công việc kiểm tra hàng năm có hiệu quả và không bỏ sót công trình, không bỏ sót hạng mục không nhất thiết kiểm tra ngay trong một đợt toàn bộ các hạng mục cầu mà có thể phân loại kiểm tra sao cho hợp lý, do đó việc phân bổ và theo dõi kế hoạch kiểm tra rất quan trọng, nhất thiết không được bỏ sót hạng mục cần kiểm tra đối với một công trình.

2.5.2. Đơn vị thực hiện

Việc kiểm tra hàng năm cũng phải do chính các cơ quan quản lý trực tiếp công trình tổ chức thực hiện. Khi công trình thuộc trung ương quản lý thì việc tổ chức kiểm tra phải do phân khu quản lý đường bộ quản lý trực tiếp công trình thực hiện. Khi công trình thuộc địa phương quản lý thì phòng quản lý giao thông của Sở chịu trách nhiệm thực hiện. Tuy nhiên vì khối lượng các công trình mà phân công một phân khu hoặc một

phòng quản lý giao thông của Sở giao thông vận tải tỉnh quản lý thường là rất lớn, trong khi việc kiểm tra hàng năm là bắt buộc và cần thiết thì các cơ quan quản lý này có thể uỷ nhiệm cho cấp dưới của mình thực hiện đối với các cầu nhỏ hoặc các cầu mới đưa vào khai thác mà các lần kiểm tra thường xuyên gần nhất không phát hiện thấy các hư hỏng bất thường.

Khi kiểm tra hàng năm đối với một công trình do khối lượng công việc khá lớn nên tùy từng quy mô công trình mà tổ chức các tổ công tác. Cán bộ chịu trách nhiệm chính nhất thiết phải là kỹ sư cầu và nếu là cán bộ đã từng tham gia ở các đợt kiểm tra trước trên chính công trình này thì càng tốt. Nếu người chịu trách nhiệm chính không phải là kỹ sư cầu thì nhất thiết trong tổ phải có ít nhất môt cán bộ có chuyên môn này. Đối với các cầu lớn hoặc có những hư hỏng phức tạp, ít gặp có thể mời thêm các chuyên gia thuộc các cơ quan quản lý, giảng dạy hay Viện nghiên cứu giao thông cùng tham gia.

2.5.3. Những nội dung kiểm tra

Kiểm tra hàng năm là hình thức kiểm tra quan trọng, trong hàng loạt các nội dung quản lý công trình, các đơn vị có trách nhiệm tiến hành công tác kiểm tra hàng năm cần tuân thủ đầy đủ về trình tự cũng như nội dung cần tiến hành từ khâu chuẩn bị, thực hiện, đến ghi chép xử lý, đánh giá, phân loại, đến vấn đề định hướng duy tu sửa chữa. Để việc kiểm tra được tiến hành theo một trình tự, phù hợp với hệ thống các bộ phận của công trình, nhằm không bỏ sót, cần tham khảo phụ lục "Các đại lượng cần đánh giá, các tiêu chuẩn cần so sánh trong công nghệ kiểm định cầu" của Tiêu chuẩn kiểm định cầu ôtô. Khi kiểm tra nên sử dụng mẫu hồ sơ kiểm tra hàng năm được trình bày trong phụ lục 2 của Tiêu chuẩn kiểm định cầu ôtô. Việc sử dụng mẫu kiểm tra cũng giúp ta không bỏ sót các nội dung cần kiểm tra.

Những nội dung sau đây khi tiến hành công tác kiểm tra hàng năm nhất thiết phải tiến hành là:

2.5.3.1. Đối với cầu thép nói chung

- Đánh giá chung chất lượng sơn trên công trình (bong bật, hư hỏng...).

- Xác định vị trí các ổ gỉ.

- Đo đạc các biến dạng được ghi nhận trong quá trình kiểm tra thường xuyên.

- Kiểm tra ghi nhận các đinh tán và các bulông bị rơ lỏng hoặc bị hỏng, hoặc bị thiếu trong các liên kết. Để kiểm tra sự rơ, lỏng có thể dùng phương pháp đơn giản về tác động gián tiếp của búa thông qua đinh chạm vào đầu ngón tay cho ta đánh giá mức độ lỏng lẻo của đinh tán.

- Phát hiện bằng mắt các vết nứt do mỏi.

Các nội dung cần kiểm tra kỹ càng hơn là:

- Các điểm trữ nước ở các nút dàn các tập bản thép làm cánh dầm mối nối ở thân dầm, các thép góc.

- Các điểm tiếp xúc bộ ba: không khí, thép, bêtông tại vị trí mặt đường xe chạy hoặc đường cho người đi bộ.

- Các điểm tiếp xúc của các chi tiết phụ vào dầm chính ở đó thì thường xuyên phải chịu sự biến đổi lớn của các cục bộ như:

- Liên kết dầm dọc với dầm ngang.

- Liên kết dầm ngang với dầm chủ.

- Kiểm tra mặt dưới của bản mặt cầu tìm nơi thấm nước và xác định có phải do nứt gây ra không.

- Kiểm tra sự làm việc của gối cầu, tìm các biểu hiện của gối bị chặn, chẹn, không làm đúng chức năng vốn có nữa.

- Kiểm tra sự làm việc của các khớp cầu nếu có.

2.5.3.2. Đối với cầu treo

- Kiểm tra bằng mắt hình dáng tổng thể trắc dọc và ngang cầu.

- Đánh giá chủ quan sự đồng đều lực căng các dây treo bằng cách làm rung bằng tay.

- Đánh giá chủ quan sự phân bố lực căng trong cáp chủ theo cách gây rung bằng tay.

- Kiểm tra tình trạng các liên kết dây treo và cáp chủ.

- Kiểm tra hệ mặt cầu với việc nghiên cứu các biến dạng đặc biệt đối với hệ dầm cứng.

- Kiểm tra thực trạng làm việc của gối cầu, đá kê gối và các chi tiết chống nhổ (nếu có).

- Kiểm tra thực trạng gối cáp di động và cố định.

- Kiểm tra vùng ngàm chân cổng, tìm kiếm các vết nứt, kiểm tra các khớp chân cổng cầu.

- Kiểm tra hầm neo, kiểm tra tình trạng bảo vệ chống gỉ cho cáp, tìm gỉ ở cáp - con neo.

- Kiểm tra tình trạng bảo vệ chống gỉ cho cáp, tìm kiếm các vùng gỉ ở cáp, nên nhớ cáp hoàn toàn có khả năng gỉ từ bên trong. Nếu thiếu phương tiện tiếp cận tới toàn bộ chiều dài cáp, việc kiểm tra này có thể giới hạn ở phần có thể tiếp cận được.

2.5.4. Trang thiết bị kiểm tra

Việc kiểm tra hàng năm được tiến hành chủ yếu bằng mắt, có dùng trang thiết bị cũng là những trang thiết bị đơn giản, do đó việc tiếp cận thật sát tới tất cả các bộ phận công trình là yêu cầu nhất thiết phải được đáp ứng. Có thể nói đây là một trong ít công việc rất khó khăn khi tiến hành công việc kiểm tra, đặc biệt là khi công tác quản lý công trình còn chưa đi vào nề nếp.

2.5.4.1. Phương tiện tiếp cận công trình

Do dạng cầu thép, cầu treo rất phong phú nên phương tiện tiếp cận công trình cũng rất đa dạng, khi tiến hành kiểm tra một công trình nào cần thiết phải có sự quan sát trước để chọn trang thiết bị tiếp cận công trình cho thích hợp. Đối với các cầu dầm thép lớn,

khi thiết kế và chế tạo, người ta đã bố trí sẵn các hệ xe treo, giúp cho việc kiểm tra khá thuận tiện. Tuy nhiên phần lớn các cầu thép ở ta lại là các cầu nhịp nhỏ không được bố trí xe kiểm tra nên trong những trường hợp này có thể phải dùng thang, quang treo, thuyền, xuồng ca nô. Gần đây Trung tâm kiểm định công trình thuộc Viện KHKT giao thông vận tải đã thiết kế và chế tạo hệ dầm treo khá thuận lợi cho việc tiếp cận để kiểm tra toàn bộ các dầm theo hướng dọc cầu. Dàn treo di động dọc cầu nhờ 2 xe nhỏ đặt ở hai bên lề người đi, hai xe này có thể chuyển dịch dọc theo cầu nhờ sức người, dàn phía dưới hệ dầm được treo vào hai công xôn của hai xe. Để đảm bảo ổn định trên 2 xe có đặt các khối nặng làm đối trọng.

Đối với tất cả các cầu để tạo thuận lợi cho việc kiểm tra, về lâu dài nên có kế hoạch để bố trí các phương tiện tiếp cận cho cầu, đó là các bậc thang cố định gắn vào trụ, mố để kiểm tra, gối cầu và vùng đầu dầm, các móc treo quang, bắc ván kiểm tra hệ dầm...

2.5.4.2. Dụng cụ và trang thiết bị kiểm tra

Để tiến hành việc kiểm tra hàng năm đối với cầu thép cần chuẩn bị một số dụng cụ và trang thiết bị đơn giản sau:

- Giấy bút ghi chép;
- Mẫu hồ sơ báo cáo;
- Phấn, sơn để đánh dấu;
- Bàn chải thép, búa, dao, dây;
- Thước đo độ gỉ (tập lá thép có các chiều dày khác nhau);
- Các loại thước thép 0,5m, 2m, 20m;
- Nhiệt kế, nghiên kế;
- Kính lúp khắc vạch đo độ mở rộng các vết nứt;
- Máy thuỷ bình, kính vĩ;
- Thiết bị đo võng, đo biến dạng;
- Thước đo chiều dày bản thép (độ dày còn lại sau khi gõ gỉ);
- Máy ảnh, đèn flash;
- Dây an toàn.

2.5.5. Chuẩn đánh giá

Kết quả kiểm tra cầu được đánh giá và phân loại theo tiêu chuẩn của ESCAP tuỳ theo mức độ biến dạng hay sự suy yếu chức năng làm việc của công trình mà xếp nó vào loại A (AA, AA_1, A_1, A_2) D, C, S.

Mục đích đầu tiên của công tác kiểm tra định kỳ là qua các công tác chẩn đoán kết cấu sơ bộ, xác nhận những công trình, những bộ phận công trình, những kết cấu, những bộ phận kết cấu thuộc loại A. Công trình thuộc loại A là những công trình bị ảnh hưởng

bất lợi do những hư hỏng hay khuyết tật gây ra. Còn các loại khác (C, B, S) là những công trình chưa bị ảnh hưởng. Như vậy vấn đề quan trọng là những kết cấu được xem là loại A. Do đó, riêng đối với loại A người ta phân chi tiết thành ba loại AA, A1 và A2.

- Loại AA là công trình không có khả năng sử dụng bình thường, biện pháp sửa chữa hay tăng cường phải được thực hiện ngay lập tức.

- Loại A1 là công trình hiện tại chưa có vấn đề an toàn nhưng nó đòi hỏi những biện pháp nhất định cần được thực hiện sớm, vì chức năng làm việc của công trình có thể bị ảnh hưởng bởi ngoại lực thường xuyên tác động hoặc vì an toàn vận tải có thể sớm bị xuống cấp nếu công trình tiếp tục bị huỷ hoại.

- Loại A2 là công trình hiện tại không có vấn đề an toàn nhưng chức năng làm việc của chúng có thể bị ảnh hưởng bất lợi trong tương lai. Vì vậy nó yêu cầu một số biện pháp sửa chữa nhất định nào đó phải được tiến hành ngay.

2.5.6. Mẫu hồ sơ kiểm tra

Trước khi tiến hành công việc kiểm tra hàng năm đối với một công trình cần chuẩn bị kỹ các mẫu hồ sơ cần có đó là:

- Phiếu nhận dạng công trình;

- Mẫu biên bản kiểm tra hàng năm.

Ngoài ra những người tham gia đợt kiểm tra cần tìm hiểu kỹ lý lịch công trình thông qua các tài liệu thiết kế kỹ thuật, các tài liệu hoàn công công trình, các báo cáo kiểm tra hàng năm gần nhất, các ghi chép kết quả và nhận xét trong các đợt kiểm tra thường xuyên... Cần đặc biệt lưu ý tới những ghi nhận về hư hỏng, những sửa chữa đã thực hiện trên cầu. Kết quả kiểm tra sẽ đầy đủ khi tiến hành tuần tự các nội dung xác định trong mẫu biên bản kiểm tra hàng năm. Ngoài biên bản kiểm tra, nếu có điều kiện nên ghi nhận những hư hỏng đặc biệt bằng ảnh, bằng sơ hoạ và thiết lập vị trí các hư hỏng trên bản vẽ mặt bằng và mặt chiếu đứng của cầu. Kết quả kiểm tra sẽ bổ sung vào hồ sơ chung theo dõi công trình, tạo nên trạng thái mẫu mới, là cơ sở so sánh cho những đợt kiểm tra tiếp sau:

Trong biên bản kiểm tra hàng năm cần kiến nghị một số điểm sau:

- Sự cần thiết của việc kiểm tra chi tiết đặc biệt;

- Kiến nghị công tác duy tu, sửa chữa, các kiến nghị này được chuyển lên cơ quan quản lý cấp trên để nhận ý kiến chỉ đạo.

Toàn bộ các tài liệu của đợt kiểm tra cần được sắp xếp và lưu vào hồ sơ quản lý của công trình.

2.5.7. Định lượng duy tu, sửa chữa

Đối với những khuyết tật thường gặp trên cầu thép có thể tiến hành sửa chữa theo những hướng dẫn trong phụ lục 2 tương tự như những định hướng duy tu - sửa chữa sau

mỗi lần kiểm tra thường xuyên. Đối với những hư hỏng đặc biệt, ít gặp, đơn vị kiểm tra cần nghiên cứu và kiến nghị phương án sửa chữa lên cơ quan quản lý cấp trên, trường hợp phức tạp cơ sở có thể đề nghị chuyển ra các cơ sở nghiên cứu cùng tham gia để đạt hiệu quả sửa chữa tốt nhất.

2.6. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA CHI TIẾT

Kiểm tra chi tiết là hình thức kiểm tra rất kỹ lưỡng đối với tất cả các bộ phận của công trình, để có thể phân tích và định hướng được mức độ suy thoái của chúng theo hai phương diện kết cấu và vật liệu. Để làm được điều này trong kiểm tra chi tiết thường phải sử dụng các trang thiết bị đo đạc, thăm dò khá phức tạp, khác với phương pháp và trang thiết bị sử dụng trong hình thức kiểm tra thường xuyên và kiểm tra hàng năm.

Trong ngành quản lý đường bộ nước ta hiện nay quy định 3 hình thức kiểm tra chi tiết khác nhau:

- Kiểm tra chi tiết đầu tiên;
- Kiểm tra chi tiết định kỳ;
- Kiểm tra chi tiết đặc biệt.

Hai hình thức kiểm tra đầu đòi hỏi phải kiểm tra toàn diện trên tất cả các bộ phận công trình để xây dựng trạng thái mẫu cho công trình làm cơ sở cho các đợt kiểm tra về sau. Hình thức kiểm tra chi tiết đặc biệt chỉ tiến hành đối với một hoặc một số bộ phận công trình.

2.6.1. Thời hạn kiểm tra

2.6.1.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Mục đích của việc kiểm tra chi tiết đầu tiên là xây dựng văn bản trạng thái của công trình, làm cơ sở cho việc quản lý lâu dài sau này, vì thế về nguyên tắc mọi công trình trong phạm vi quản lý của một đơn vị đó cần có kế hoạch kiểm tra chi tiết để tuần tự xây dựng trạng thái mẫu cho tất cả các công trình thuộc phạm vi quản lý.

Đối với các công trình mới xây dựng xong - chuẩn bị đưa vào khai thác hay những công trình vừa qua một giai đoạn sửa chữa lớn, các chi tiết cầu được tăng cường hay được thay đổi chức năng làm việc thì giữa đơn vị nhận thầu xây dựng và đơn vị quản lý nhất thiết phải có hồ sơ bàn giao thể hiện qua kiểm tra bắt buộc phải thỏa mãn những tiêu chuẩn và nội dung kiểm tra mà Bộ Giao thông vận tải ban hành mới được phép đưa vào sử dụng. Mọi sự theo dõi, giám sát kiểm tra của ban quản lý công trình (của chủ đầu tư) trong suốt quá trình xây dựng hoặc sửa chữa công trình không thể coi là kết quả kiểm tra chi tiết và không được thay thế việc kiểm tra chi tiết đầu tiên. Có thể kết hợp việc kiểm tra chi tiết đầu tiên với việc xem xét, kiểm tra công trình khi thử tải nhưng nội dung kiểm tra trước khi thử tải không phải là nội dung kiểm tra chi tiết đầu tiên nên việc

kết hợp chỉ để giảm bớt một phần khối lượng công việc chứ không mang tính thay thế cho nhau được.

Đối với các công trình cầu cũ: Để đưa các công trình này vào hệ thống quản lý thống nhất, nhất thiết phải tiến hành công tác kiểm tra chi tiết để xây dựng trạng thái mẫu cho công trình. Có thể đã có một số kết quả kiểm tra được xây dựng trong quá trình quản lý trước nhưng chưa tuân theo nội dung kiểm tra chi tiết quy định trong tài liệu này thì đều phải tiến hành lại việc kiểm tra chi tiết đầu tiên.

2.6.1.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Thời hạn kiểm tra chi tiết định kỳ được quy định là 10 năm. Trong thời gian dài như vậy có thể kiểm tra chi tiết định kỳ sẽ trùng với việc kiểm tra hàng năm, khi đó có thể bỏ việc kiểm tra hàng năm. Công tác kiểm tra chi tiết định kỳ không nhất thiết phải tiến hành đối với tất cả các công trình. Đối với các cầu nhịp nhỏ, kết cấu đơn giản và cũng chỉ mới đưa vào khai thác thì không nhất thiết phải tiến hành đối với tất cả các công trình. Hoặc đối với các cầu nhịp nhỏ, kết cấu đơn giản và cũng chỉ mới đưa vào khai thác thì không nhất thiết phải tiến hành kiểm tra chi tiết định kỳ, trong trường hợp này có thể lấy kết quả kiểm tra thường xuyên và kết quả kiểm tra hàng năm thay thế. Kiểm tra chi tiết 10 năm một lần chỉ bắt buộc đối với các công trình quan trọng, các công trình có biểu hiện những hình dáng đặc biệt đáng lo ngại. Đối với các công trình lớn có cấu tạo phức tạp và đã khai thác nhiều năm thì công tác kiểm tra chi tiết định kỳ rất quan trọng.

2.6.1.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Hình thức kiểm tra chi tiết đặc biệt này chỉ được tiến hành khi có yêu cầu của cơ quan quản lý. Nó thường được đề nghị tiến hành trong trường hợp kết quả kiểm tra thường xuyên hoặc kiểm tra hàng năm phát hiện ra các hư hỏng đặc biệt, ít gặp, nguyên nhân thường phát sinh không rõ ràng khó giải thích và đánh giá, cần thiết phải sử dụng các trang thiết bị đo đạc đủ mạnh và các cán bộ có chuyên môn cao mới đáp ứng được. Về nguyên tắc thời gian tiến hành việc kiểm tra chi tiết đặc biệt phải do cơ quan quản lý yêu cầu, tuy nhiên cần thiết phải tiến hành càng sớm càng tốt, chỉ có vậy việc kiểm tra chi tiết đặc biệt mới có tác dụng.

2.6.2. Đơn vị thực hiện

Việc kiểm tra chi tiết có khối lượng công việc lớn, nội dung công việc thường là phức tạp và phải sử dụng nhiều các máy móc thiết bị, nhiều khi rất hiện đại vì thế công tác kiểm tra chi tiết phải do một số cơ quan cùng tham gia như:

- Các cơ quan nghiên cứu;
- Các trung tâm kiểm định công trình;
- Các trường đại học;
- Các phòng thí nghiệm cấp quốc gia.

Ở đó có tập trung các thiết bị và đội ngũ chuyên gia công trình đủ mạnh để tiến hành công việc. Kế hoạch kiểm tra chi tiết cần được phân khu quản lý xây dựng hàng năm và được khu quản lý duyệt. Khi tiến hành công tác kiểm tra cần có đại diện của phân khu quản lý, đây chính là thành phần làm cầu nối giữa các cơ quan quản lý phân khu và khu.

2.6.3. Những nội dung kiểm tra

2.6.3.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Đối với các công trình mới xây dựng xong trước khi bàn giao cho cơ quan quản lý đưa vào khai thác nhất thiết phải tiến hành kiểm tra chi tiết đầu tiên, ở những công trình quan trọng nhất thiết phải tổ chức thử tải. Mục đích của công việc này là để xây dựng trạng thái xuất phát (trạng thái không cho công trình làm mẫu so sánh cho các quá trình quản lý về sau).

Đối với các công trình đã và đang khai thác, để thống nhất công tác quản lý cũng cần thiết tiến hành xây dựng trạng thái xuất phát. Vì là công trình đã khai thác, khả năng xuất hiện và tồn tại các khuyết tật có thể là đương nhiên, vì thế kiểm tra chi tiết toàn bộ các hạng mục của nó. Đặc biệt cần tiến hành công tác thử tải và phải nghiên cứu các phương án xếp tải cụ thể để có thể đánh giá được từng bộ phận công trình, ở các bộ phận có sự cố cần đặc biệt chú ý.

Trước khi tiến hành kiểm tra chi tiết một công trình cần nghiên cứu trước các hồ sơ có liên quan đến công trình đó là:

- Hồ sơ hoàn công.

- Bản vẽ mặt bằng hoàn công công trình trong đó liệt kê đầy đủ sự khác biệt về kết cấu, về vật liệu... giữa thiết kế và thực tế. Các sai sót giữa thiết kế và thi công, có đánh giá ảnh hưởng của những sai sót đến khả năng chịu lực của công trình, liệt kê về số lượng và vị trí của các khuyết tật, ảnh hưởng về mặt cơ học và thẩm mỹ của chúng.

- Các biên bản đánh giá chất lượng thi công các hạng mục công trình.

- Các biên bản ghi nhận các sự cố xảy ra khi thi công nếu có và mô tả các giải pháp khắc phục đã thực hiện.

Kiểm tra chi tiết đầu tiên đối với các công trình quan trọng nhất thiết phải kết hợp với việc thử tải cho phép ta xác định các giá trị thực tế về trạng thái ứng suất, biến dạng, độ võng, độ chuyển dịch kết cấu dưới tác động tĩnh và động. Các trị số này cần được đo ở những vị trí xác định trên công trình, tương ứng với việc đặt tải thích hợp gây tác động max (min) cho từng vị trí. Các trị số này được lưu giữ như giá trị xuất phát, chúng sẽ được đo lại tại chính các vị trí đó với vị trí và cường độ đặt tải tương ứng trong các lần kiểm tra chi tiết định kỳ về sau.

Trong cầu thép người ta thường bố trí đo ứng suất (biến dạng) ở các mạ dầm (dàn) các thanh kéo, thanh nén, đo độ võng ở giữa nhịp, đầu mút công xôn. Đo cao độ mặt đường tại khe nối mặt đường, cao độ bệ trụ, mố cầu, đo độ dịch chuyển (ngang, dọc) đầu

trụ, mố. Đo độ dịch chuyển gối. Đo dao động (biên độ, tần số) của dầm, trụ, mố. Việc thử tải phải thực hiện theo "Quy trình thử tải cầu" của Bộ Giao thông vận tải. Các giá trị đo đạc phải phân tích, đánh giá theo các tiêu chuẩn quy định hay trong phần phụ lục của tài liệu này. Các chi tiết kiểm tra được đánh giá từ loại C trở lên là có thể chấp nhận được. Đối với các bộ phận kết cấu được xếp loại B trở xuống phải có biện pháp sửa chữa ngay trước khi bàn giao. Trong trường hợp đặc biệt có sự can thiệp của cơ quan cấp trên có thể vẫn đưa công trình vào sử dụng nhưng nhất thiết phải tiến hành sửa chữa ngay sau đó.

Tóm lại mục đích của việc kiểm tra chi tiết đầu tiên là để xây dựng trạng thái xuất phát làm cơ sở cho việc quản lý công trình về sau, muốn vậy kết quả kiểm tra cần thiết xác định được:

- Kích thước thực tế của công trình, sai số về hình học nếu có, so sánh với giá trị cho phép của quy trình quy phạm.

- Các hư hỏng, khuyết tật tồn tại trên công trình do thi công hoặc khai thác.

- Tình trạng suy yếu kết cấu ghi nhận được khi thử tải (gỉ, nứt, đứt, gẫy, võng quá mức, cập kênh gối...).

- Ứng suất (biến dạng) tại các vị trí xác định trên kết cấu.

- Độ võng dầm, độ dịch chuyển gối, cao độ các bộ phận chủ yếu trên cầu.

- Các đặc trưng dao động của cầu.

- Các kiến nghị về công tác hoàn thiện nếu có.

Để có thể đưa toàn bộ công trình vào quản lý theo cùng một hệ thống, không chỉ cần ở các cầu đã tồn tại từ lâu, nếu không có hồ sơ có liên quan tới công trình được lưu giữ hoặc có nhưng không đầy đủ nhất thiết phải tiến hành kiểm tra, đo đạc tuỳ từng công trình có thể còn phải tiến hành thử tải. Những công việc này cũng nhằm mục đích như trạng thái xuất phát. Hình thức kiểm tra gần với việc kiểm tra chi tiết định kỳ.

2.6.3.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Cũng như các dạng công trình bằng các loại vật liệu khác, đối với các cầu thép bao gồm cầu dầm, cầu thép bêtông liên hợp, cầu treo... việc kiểm tra chi tiết định kỳ phải bao gồm các nội dung kiểm tra sau:

2.6.3.2.1. Kiểm tra hồ sơ

Việc kiểm tra trước khi đến công trình, các bản vẽ, bản tính, các tài liệu có liên quan đến hoạt động của công trình (việc sửa chữa, tăng cường...) các ảnh chụp nếu có v.v... là cực kỳ quan trọng bởi vì thông qua các tài liệu trên cho phép ta:

- Biết được bản chất của vật liệu xây dựng.

- Nắm được kết cấu công trình, kể cả những phần không nhìn thấy được móng mố trụ, cốt thép trong bêtông...

- Nhận biết được các chi tiết theo tính toán có độ an toàn yếu nhất so với các chi tiết khác.

- Phát hiện vị trí ở đó cấu tạo kết cấu khả dĩ gây nên hư hỏng như:

+ Sự thay đổi tiết diện đột ngột có thể dẫn đến nứt kết cấu do mỏi

+ Sự không trùng hợp các trục thành sẽ phát sinh các mômen uốn phụ

+ Các chi tiết cấu tạo dễ tích tụ nước gây gỉ, nơi chi tiết có cấu tạo không cho phép tiếp cận để sơn, các vị trí thuận tiện cho việc tích luỹ bụi, rác ẩm.

+ Khoảng cách đinh tán không quá lớn cho phép gỉ phát triển...

Trong các trường hợp ta không có đủ hồ sơ, thậm chí không có một hồ sơ nào, lúc đó nhất thiết phải tổ chức lấy thông tin ở ngay công trình. Một số thông tin quan trọng như thời gian xây dựng cho phép ta biết được các quy trình tính toán đã áp dụng, loại vật liệu (thép) sử dụng trong thời gian đó...

2.6.3.2.2. Kiểm tra trên công trình

- Kiểm tra bằng mắt tất cả các bộ phận của công trình, cần thiết phải sử dụng hoặc thi công các phương tiện tiếp cận (thang, thuyền, đà giáo).

- Khi kiểm tra cần phát hiện và ghi nhận trong một bản vẽ tất cả các hư hỏng và cần phân loại chúng theo mức độ nghiêm trọng đó là:

+ Các vùng bị gỉ, chiều dày còn lại của thép - đo bằng thước cặp hay đo bằng thước sau khi khoan các chi tiết thép bị gỉ thay đổi rất lớn tuỳ theo từng vị trí cụ thể do đó cần tiến hành tuần tự, tỉ mỉ để có thể đánh giá với mức độ chính xác nhất với khả năng có thể.

+ Khi phát hiện được vết nứt cần tiến hành đo cả chiều dài lẫn độ mở rộng, trong trường hợp có nghi ngờ về chiều dài vết nứt cần tiến hành kiểm tra bằng chất lỏng thử nứt gốc dầu.

+ Các biến dạng sinh ra do va chạm hay do mất ổn định cần đo theo chiều dài và biên độ (độ võng, lõm).

+ Ghi nhận vị trí, số lượng các đinh tán hay bulông bị thiếu, bị gỉ hay bị hỏng.

+ Các vùng tích ẩm hay các chất thải (bụi, rác...) kiểm tra tình trạng gỉ trong các vùng này.

+ Kiểm tra gối cầu, gối cáp, chốt chân cổng cầu, đánh giá thực trạng làm việc (chuyển vị của các con lăn để lại dấu vết trên thớt gối, sự hiện diện của đất, cát, cây, cỏ, mọi tiếp xúc của các con lăn chứng tỏ gối cầu không di chuyển...).

+ Tình trạng của cáp chịu (gỉ, tời, đứt cáp...).

+ Các vị trí ngấm nước, nước chảy trong bản mặt cầu bêtông, trong trụ mố.

+ Các chi tiết không phù hợp giữa thiết kế, sửa chữa, tăng cường nhưng không được ghi nhận lại trong hồ sơ.

Mọi hư hỏng và các điểm đặc biệt nên được chụp ảnh nếu có khả năng.

2.6.3.2.3. Đo đạc kiểm tra

Nếu không có đủ tài liệu liên quan tới công trình (bản vẽ, bản tính...) ta phải tiến hành điều tra, đo đạc tại chỗ để xây dựng lại tài liệu về công trình một cách hoàn thiện nhất theo khả năng có thể được.

1. Về kích thước hình học của công trình

Tiến hành đo đạc một cách hệ thống kích thước của tất cả các chi tiết kết cấu. Công việc này có khối lượng lớn, đòi hỏi nhiều thời gian nhưng không có khó khăn gì lớn. Nó có thể được tiến hành với các dụng cụ đơn giản như thước cuốn, thước lá, thước cặp, máy khoan, bộ dưỡng kiểm tra bề dày khe nối. Một vài bộ phận trong lòng khối xây hay bêtông, nhiều trường hợp phải đập bỏ một phần khối xây hay bêtông để biết được cấu tạo bên trong.

2. Về các tính chất của vật liệu

Có thể quan sát để nhận biết một chi tiết kim loại là bằng sắt hay gang nhưng không thể biết được các tính chất của nó, do đó cần lấy mẫu để đưa về thí nghiệm. Thường người ta không thể tiến hành lấy mẫu ở các bộ phận quan trọng như ở các mạ dàn chủ, mặt khác người ta cũng không thể lấy ra một số lượng mẫu lớn, do đó nên tiến hành theo cách sau:

- Lấy 4 đến 5 mẫu ở các chi tiết phụ dễ dàng thay thế (thí dụ lấy ở phần giằng gió hay ở phần còn tốt ở chi tiết đã bị hỏng, nhằm vào các bộ phận không tham gia nhiều vào sự làm việc của công trình.

Trong trường hợp có thể nên trích ra phần vật liệu đủ lớn để có thể từ nó chế tạo ra các mẫu thí nghiệm đúng tiêu chuẩn.

Cần tiến hành các thí nghiệm sau:

+ Thí nghiệm kéo (3/5 mẫu);

+ Thí nghiệm tính chịu hàn (2/5 mẫu);

+ Đo độ cứng các mẫu (5/5 mẫu);

+ Đo độ cứng ở tất cả các bộ phận khác nhau của công trình sao cho đảm bảo rằng các mẫu thử được lấy ra là đại diện chung toàn bộ kết cấu. Trường hợp ngược lại sẽ tiến hành lấy mẫu mới ở vùng có độ cứng khác độ cứng mẫu thử.

Nên nhớ rằng việc đo trên công trình chỉ có mục đích bảo đảm rằng thép của các bộ phận khác nhau trên công trình là cùng loại như thép của mẫu thử, chứ không phải là xác định giới hạn đàn hồi một loại thép từ việc đo độ cứng.

Thực ra, với 3 mẫu thử không thể xác định được các giá trị đặc trưng để tính toán do đó cần tiến hành công việc này như sau:

a) Nếu biết nguồn gốc của thép có thể áp dụng các tiêu chuẩn của nước sản xuất vào thời điểm tương ứng.

b) Trong trường hợp nếu không biết nguồn gốc của thép thì tiến hành theo nguyên tắc sau:

+ Nếu các kết quả thí nghiệm ít phân tán và nếu các phân tích hoá học chứng tỏ rằng ta đang làm việc với loại vật liệu đồng chất và ít giòn, ta sẽ sử dụng giá trị để tính toán là kết quả thấp nhất khi thí nghiệm.

+ Trong trường hợp gặp loại vật liệu mà chất lượng không ổn định, kết quả thí nghiệm thường rất phân tán như sắt luyện, hãy thận trọng không lấy giới hạn đàn hồi vượt quá giá trị 220 MPa để tính toán ngay cả khi tất cả các kết quả thí nghiệm đều cao hơn 220 MPa. Kinh nghiệm ở nước ngoài cho thấy không phải hiếm khi tìm thấy các kết quả sai khác nhau từ 80 - 100MPa trên hai mẫu thử lấy ra ở cùng một thép gốc.

2.6.3.2.4. Tính toán kiểm tra

Ngay cả khi ta có bản gốc, trong mọi trường hợp cần thiết phải tiến hành tính toán lại toàn bộ công trình nhờ các phương tiện tính toán hiện đại và đồng thời áp dụng các quy trình tính toán hiện tại vì:

- Các kết cấu cũ thường rất phức tạp, thường là bậc siêu tính nội rất lớn, thiếu các phương tiện tính toán mạnh thời trước các kỹ sư đã phải cậy tới phương pháp siêu hoá kết cấu dẫn tới kết quả về nội lực và ứng suất tính được lớn hơn giá trị thực tế. Ngược lại trong một số trường hợp lại bỏ qua các nội lực phụ.

- Việc tính toán công trình nhằm 2 mục đích

1. Để hiểu trạng thái của công trình, giải thích các hư hỏng từ bản chất cơ học mà nó có rồi bằng việc xác định các nguyên nhân để có thể sửa chữa nó. Phải xác định các ứng suất thực, thống kê tới bất kỳ một hệ số an toàn nào và để tính toán sẽ dựng các đặc trưng cơ học của vật liệu là kết quả lấy theo cách thức đã trình bày ở trên.

2. Xác định các tăng cường cần thiết phải tiến hành để công trình có đủ độ bền, thoả mãn điều kiện an toàn công cộng.

Trong tính toán việc mô hình hoá các kết cấu cũ thường rất khó khăn, phải cố gắng đưa được các đặc điểm cần thiết và có thể biểu hiện được vào mô hình tính. Cần tiến hành tính toán nhiều lần với việc thay đổi một thông số để thử độ nhạy cảm của kết cấu. ở một số trường hợp phải tiến hành thí nghiệm đặt tải để so sánh với tính toán. Phải triết giảm diện tích hỏng gỉ trong khi tính toán ứng suất. Trong trường hợp ở công trình có các vết nứt không phải do va chạm sinh ra, thì những tính toán cổ điển từ một bài toán hệ thanh không cho phép giải thích các vết nứt này, những vết nứt thường xảy ra do sự tập trung ứng suất. Tốt nhất phải tiến hành tính toán lại theo phương pháp các phần tử

hữu hạn. Tuy nhiên việc tính toán không thể tách rời việc mô tả trạng thái của công trình vì riêng các tính toán không thể giải thích được mức độ của một số hư hỏng tồn tại.

2.6.3.2.5. Thí nghiệm, thử tải, đo đạc

Trong các trường hợp cần thiết tiến hành các thí nghiệm và đo đạc để tìm hiểu kỹ hơn về sự làm việc của công trình và các hư hỏng đã quan sát được.

1. Phương pháp đo biến dạng bằng điện trở:

Một số điểm hạn chế của phương pháp:

- Các lá điện trở chỉ làm việc khi có sự biến đổi ứng suất (khi trọng tải thay đổi) mà không thể đo được ứng suất của một tĩnh tải, từ khi ta tiến hành một thí nghiệm phá hoại (dán lá điện trở rồi cắt chi tiết cần đo).

- Trong các liên kết đinh tán (hay bulông) có sự biến đổi tiết diện đột ngột, nó có thể làm nhiễu loại việc phân bố ứng suất trong liên kết và trong vùng phụ cận một cách tức thời.

- Mặc dù rất nhỏ, độ bền uốn của khối xây hay bêtông không phải bằng không, một phần các ứng suất có thể truyền qua khối xây hay bêtông thông qua dính bám, nhưng tại các vị trí vết nứt của khối xây hay của bêtông, toàn bộ ứng suất sẽ truyền qua cốt thép. Việc đo được tiến hành bên ngoài một tiết diện bị nứt, có thể cho sai số liên quan đến độ an toàn vì không phản ánh đúng giá trị cần đo.

2. Đo độ võng

- Đo độ võng là một phép đo tổng thể, nó không cho phép làm rõ các hiện tượng cục bộ (một vết nứt gây nên một vùng dẻo cục bộ, thực tế không ảnh hưởng đến giá trị của độ võng toàn dầm).

- Bản bêtông hay vòm xây, thậm chí cả lớp phủ mặt cầu cũng tham gia vào độ cứng của kết cấu tức làm giảm giá trị độ võng nhưng không làm giảm bao nhiêu giá trị ứng suất cục bộ trong các tiết diện mà ở đó bị nứt.

- Nắng mặt trời gây ra gradien này gây nên biến dạng vậy nên phải tiến hành đo độ võng tĩnh tải của công trình trước và sau mỗi trường hợp đặt tải.

2.6.3.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Kiểm tra chi tiết đặc biệt chỉ nhằm vào một hoặc một số bộ phận công trình khi có tai nạn va quẹt hoặc các tác động đặc biệt, bất ngờ của thiên nhiên lũ, lụt... Nội dung kiểm tra chi tiết tương tự như trong kiểm tra chi tiết định kỳ.

2.6.4. Trang thiết bị kiểm tra

Trang thiết bị trong kiểm tra chi tiết đóng vai trò quan trọng, quyết định sự thành công trong công tác kiểm tra. Trước tiên phải kể đến trang thiết bị tiếp cận công trình, làm sao để có thể xem bằng mắt tất cả các bộ phận kết cấu. Thông thường ta có thể dùng

thanh, giá treo nhiều khi ta phải xây dựng đà giáo... Nhìn chung phương tiện tiếp cận đòi hỏi nhiều thời gian, công sức. Ở các nước tiên tiến hiện nay họ dùng khá rộng rãi loại xe có khả năng nâng hạ thang và đà giáo tự động, giúp chúng ta tiếp cận dễ dàng với toàn bộ vị trí công trình với thời gian ít nhất. Các cải tiến bước đầu ở một số cơ sở kiểm định về đà giáo kiểm tra cũng giảm bớt nhiều thời gian và khối lượng giúp cho công việc tiếp cận công trình nhanh chóng.

Đối với thiết bị đo đạc tuỳ hình thức kiểm tra có thể chọn lựa để đáp ứng đầy đủ yêu cầu về nội dung mà hình thức kiểm tra quy định.

2.6.4.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Hình thức kiểm tra này được áp dụng đối với các công trình mới thi công xong, chuẩn bị đưa vào khai thác, các công trình mà qua sửa chữa lớn, có nhiều yếu tố khác với cấu tạo ban đầu đã có... Nó đòi hỏi kiểm tra toàn diện do đó việc thử tải đối với hình thức kiểm tra này là cần thiết.

Các thiết bị chính được sử dụng là:

- Máy đo ứng suất (biến dạng);
- Thiết bị đo võng;
- Máy đo dao động;
- Thiết bị cao đạc.

Tuỳ tình hình của mỗi cơ sở mà có thể lựa chọn các thiết bị với các mức độ hiện đại khác nhau, có thể tham khảo trong cuốn "Danh mục các trang thiết bị dùng trong kiểm tra kiểm định cầu".

2.6.4.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Cũng là hình thức kiểm tra toàn diện công trình, ở các cuộc kiểm tra chi tiết định kỳ công việc sẽ rất lớn. Ngoài các kiểm tra để nhận biết trạng thái cầu bình thường, nó còn đòi hỏi những số liệu định lượng cần thiết, do đó số lượng các trang thiết bị yêu cầu nhiều hơn và năng lực hơn.

- Máy đo ứng suất (biến dạng);
- Thiết bị đo võng;
- Máy đo dao động;
- Máy siêu âm bêtông;
- Máy siêu âm thép;
- Súng bật nẩy thí nghiệm bêtông Schmidt;
- Máy khoan lấy mẫu bêtông từ công trình;
- Máy chụp tia X, tia γ;
- Phòng thí nghiệm hoá học có đủ cơ sở phân tích thành phần thép;
- Phòng thí nghiệm cơ học: có đủ thiết bị thí nghiệm các tính chất cơ lý của thép;

- Phòng thí nghiệm bêtông;
- Máy thuỷ bình, kinh vĩ;
- Các loại thước và dụng cụ thô sơ khác.

2.6.4.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Vì kiểm tra chi tiết đặc biệt chỉ tiến hành kỹ đối với một hoặc một số bộ phận công trình nên cần lựa chọn trong số các thiết bị kiểm tra chi tiết những loại phù hợp cho mục đích kiểm tra cụ thể.

2.6.5. Chuẩn đánh giá

Trong công tác kiểm tra chi tiết thống nhất đánh giá dựa theo tài liệu của ủy ban kinh tế và xã hội Châu Á Thái Bình Dương tháng 3/1990, áp dụng chung cho tất cả các loại công trình kể cả cầu thép, thép bêtông liên hợp và cầu treo. Sau đây là những tiêu chuẩn đánh giá cụ thể, bổ sung cho mỗi hình thức kiểm tra tương ứng.

2.6.5.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Để có thể đưa một công trình mới vào khai thác, nhất thiết toàn thể công trình phải được đánh giá phân loại sau kiểm tra ở mức C đến S, loại C được đánh giá khi mức độ hư hỏng và khuyết tật nhẹ, sự phát triển của nó không rõ ràng và không đáng lo ngại, hiện tại không ảnh hưởng đến sự làm việc của công trình. Loại S biểu hiện công trình tốt, không có hư hỏng khuyết tật. Việc thử tải nhất thiết phải tiến hành theo đúng các quy định của "Quy trình thử tải cầu". Các kết quả đo đạc khi thử tải cần so sánh với kết quả tính toán xem sự phù hợp ra sao, nếu có sai khác thì mức độ thế nào? sai số dương hay âm... để quyết định kết luận cuối cùng.

2.6.5.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Công tác kiểm tra định kỳ đặt ra cho chúng ta nhiệm vụ phải đánh giá xem cầu có tồn tại trong trạng thái mẫu đã được xác định trong lần kiểm tra chi tiết đầu tiên hoặc lần thay đổi trạng thái mẫu gần nhất hay không, nếu không thì phải xây dựng trạng thái một cách toàn diện những vấn đề sau đây:

- Khả năng chịu tải của công trình.
- Sự dịch chuyển của công trình.
- Hệ số an toàn đối với sự nghiêng, trượt... của công trình.
- Hệ số an toàn về sự phá huỷ.
- Những đặc trưng về dao động.
- Mức độ hư hỏng và khuyết tật.

2.6.5.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Chuẩn đánh giá trong kiểm tra chi tiết đặc biệt được sử dụng như chuẩn đánh giá trong kiểm tra chi tiết định kỳ nhưng áp dụng đối với một bộ phận công trình.

2.6.6. Mẫu hồ sơ kiểm tra

Để thống nhất trong công tác quản lý. Nhất thiết phải tôn trọng việc xây dựng theo những chỉ dẫn về xây dựng hồ sơ công trình.

2.6.6.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Những tài liệu khác cần xây dựng gồm:

- Biên bản kiểm tra chi tiết đầu tiên
- Biên bản thử tải công trình
- Phiếu nhận dạng công trình

Biên bản kiểm tra chi tiết đầu tiên có thể dùng mẫu biên bản kiểm tra chi tiết định kỳ trình bày trong phụ lục 3.

2.6.6.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Khi tiến hành kiểm tra chi tiết định kỳ cần xây dựng "Biên bản kiểm tra chi tiết định kỳ" theo mẫu trình bày ở phụ lục 3. Có thể trong quá trình xây dựng báo cáo phát sinh thêm các nội dung mà mẫu trong phụ lục 3 còn chưa có thì bổ sung thêm. Ngoài biên bản này ra cần thiết đính kèm các báo cáo kết quả thí nghiệm được thực hiện trong công tác kiểm tra chi tiết.

2.6.6.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Có thể dựa vào mẫu biên bản kiểm tra chi tiết định kỳ để xây dựng mẫu kiểm tra chi tiết đặc biệt riêng cho bộ phận công trình được tiến hành kiểm tra tương ứng.

Chương 3

KỸ THUẬT KIỂM TRA CẦU BÊTÔNG CỐT THÉP VÀ CẦU BÊTÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC

3.1. NGUYÊN NHÂN VÀ BẢN CHẤT NHỮNG HƯ HỎNG CÁC CẦU BTCT VÀ CẦU BTCT DỰ ỨNG LỰC

3.1.1. Khái quát về sự phát triển của cầu bêtông và bêtông dự ứng lực

Hầu hết các cầu được xây dựng trên đường giao thông vào cuối thế kỷ XIX, đầu thế kỷ XX đều là cầu thép. Chiếc cầu bêtông đầu tiên tuy được xây dựng vào cuối thế kỷ XIX, nhưng trong thời gian đầu do trọng lượng nặng và có nhiều khó khăn trong thi công hơn so với cầu thép nên nó chưa được phát triển và chỉ giới hạn sử dụng tới khẩu độ nhịp 25m. Sau đó, do có những cải tiến trong chất lượng của vật liệu và kết cấu, do có những thành tựu về công nghệ xây dựng đã tạo ra được những điều kiện thuận lợi để phát triển xây dựng cầu bằng BTCT. Từ những năm 50 sự hoàn thiện của công nghệ dự ứng lực đã tạo ra một cuộc cách mạng thực sự trong xây dựng cầu bằng loại vật liệu này.

Ngày nay chúng ta hiểu BTCT và BTCT dự ứng lực là loại vật liệu lý tưởng có khả năng cạnh tranh với thép trong lĩnh vực xây dựng nói chung và trong xây dựng cầu nói riêng. Tính bền cơ học của bêtông tuy có thua kém thép nhưng bêtông lại có khả năng chịu mỏi tốt, có khả năng chống lại các tác động của môi trường tốt hơn thép nên trong quá trình sử dụng tránh được chi phí duy tu bảo dưỡng. Cầu được xây dựng bằng bêtông có nhiều ưu việt về khả năng sử dụng: giao thông êm thuận, tránh được tiếng ồn, hình dáng kiến trúc đa dạng, đẹp mắt, công nghệ thi công chúng có thể nói đã đạt tới trình độ hiện đại nên chắc chắn cầu bêtông và bêtông dự ứng lực sẽ có một triển vọng phát triển rất lớn. Trên các tuyến đường nói chung các cầu cống có khẩu độ nhỏ và trung bình chiếm đa số nên những loại cầu này thích hợp với vật liệu bêtông và bêtông dự ứng lực. Có khoảng 60000m dài cầu bêtông, chiếm gần 50% tổng số các loại cầu hiện có ở nước ta, đó là một con số có ý nghĩa, nói lên vai trò to lớn của vật liệu và kết cấu BTCT.

Vật liệu bêtông và kết cấu BTCT đã có hơn một thế kỷ kinh nghiệm xây dựng, và cũng thu thập được vô số kinh nghiệm về hư hỏng. Những công trình BTCT đầu tiên đã được xây dựng từ cuối thế kỷ XIX do người Pháp thực hiện ở nước ta. Vì vậy rất nhiều cầu cũ còn đang được khai thác trên các tuyến đường sắt cũng như đường ôtô ở nước ta

đã được thiết kế theo các quy trình của Pháp. Cần lưu ý rằng quy trình đầu tiên về kết cấu BTCT của Pháp được ban hành từ năm 1906, còn quy trình đầu tiên về BTCT dự ứng lực của Liên Xô cũ được ban hành từ những năm 1958.

3.1.2. Những nguyên nhân gây hư hỏng trong các công trình cầu bằng bêtông và bêtông dự ứng lực

Trước đây, người ta vẫn coi các công trình bằng BTCT là vĩnh cửu, không cần thiết sự theo dõi và bảo dưỡng thường xuyên liên tục như các công trình bằng thép. Nhưng, những kinh nghiệm cho ta thấy BTCT là một loại vật liệu có sự tiến hoá theo thời gian và rất nhạy cảm với các điều kiện môi trường. Cả bêtông lẫn thép, hai loại vật liệu chính cấu thành lên kết cấu BTCT, dưới tác động xâm thực mạnh của môi trường đều dễ bị suy thoái theo thời gian. Bên cạnh đó, những sai sót về thiết kế, thi công và sử dụng của chúng ta cũng gây ra nhiều sự cố làm trầm trọng thêm mức độ hư hỏng của các kết cấu BTCT. Chính vì vậy nếu được theo dõi chặt chẽ, duy tu và bảo dưỡng thường xuyên, chúng ta có thể loại trừ hoặc ngăn chặn được sự hư hỏng của các công trình BTCT, do đó tăng được tuổi thọ của chúng.

Hư hỏng của công trình BTCT hoặc bêtông ứng lực có biểu hiện như sau:

+ Qua những hư hỏng ở mặt ngoài (sùi và mủn lớp mặt ngoài).

+ Nổ bêtông.

+ Thay đổi kích thước hình học tổng thể.

+ Có vết nứt quá mức.

Ở đây ta cần phân biệt những vết nứt được gọi là vết nứt động hoặc vết nứt tĩnh khi bề rộng của khe nứt không phát triển theo thời gian và những vết nứt gọi là vết nứt chủ động khi bề rộng khe nứt thay đổi theo tải trọng (xe cộ, nhiệt độ) tác dụng trên cầu.

Phải lưu ý rằng trong kết cấu BTCT những vết nứt cách đều rộng từ 0,1mm đến 0,2mm nếu như không phát triển thì không được xem là hư hỏng mà xem như hoạt động bình thường. Tuy vậy, đã từ lâu, các tiêu chuẩn thiết kế quốc tế đều cấm không cho xuất hiện vết nứt trong kết cấu BTCT dự ứng lực. Những tiêu chuẩn quốc tế mới từ năm 1983 chỉ cho phép nứt trong một số điều kiện rất nghiêm ngặt. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01 mới ban hành năm 2001 của Bộ Giao thông vận tải cho phép tính toán kết cấu dự ứng lực không toàn phần, nghĩa là cho phép có ứng suất kéo ở mức độ quy định trên kết cấu cầu dự ứng lực. Những vết nứt của những công trình cũ có thể xem như là hoạt động không bình thường. Đối với những công trình cầu mới xây dựng gần đây, cần phân biệt giữa những vết nứt mà quy định cho phép và những vết nứt gây nên sự hoạt động không bình thường của kết cấu. Những hư hỏng khác biểu hiện trong kết cấu BTCT hay bêtông ứng lực trước nhìn chung có nhiều nguyên nhân.

Chúng được phân làm 4 nhóm.

+ Hư hỏng do vật liệu.

+ Hư hỏng do thiết kế.

+ Hư hỏng do quá trình thi công.

+ Hư hỏng do quá trình sử dụng.

3.1.2.1. Quá trình phá huỷ vật liệu

3.1.2.1.1. Xói mòn, mài mòn, các va chạm

Bêtông của các công trình ở sông hoặc biển là đối tượng của xói mòn do dòng chảy mạnh, do sự cuốn trôi các vật thể rắn của nước hoặc dưới tác dụng của sóng. Biểu hiện trực tiếp của sự phá huỷ này là ở chỗ tiếp xúc của bêtông, bề mặt bị mòn bị cọ sát liên tục lặp đi lặp lại. Sự mài mòn này rất nghiêm trọng khi lớp bề mặt bêtông ít cốt liệu cứng hoặc lớp vữa bị bở mủn. Sự va chạm của xe cộ, tàu bè nhất là khi chúng vượt ra ngoài khổ thông thường gây ra các vết xước, nứt vỡ bêtông làm hở cốt thép và từ đó cốt thép sẽ bị hư hại.

3.1.2.1.2. Tác động của băng giá

Đối với nước ta, tác động của băng giá đối với các công trình BTCT không mạnh như ở các nước xứ lạnh, nhưng cũng có thể xảy ra ở các vùng phía Bắc trong những ngày đông tháng giá. Khi mặt ngoài của lớp bêtông không đủ kín, do tính thấm nước của bêtông, nước sẽ choán đầy các lỗ của bêtông, sau đó dưới tác động của băng giá, nước đóng băng kèm theo sự tăng thể tích gây ra các sự nứt, vỡ cục bộ. Hiện tượng đó sẽ ngày càng nghiêm trọng dẫn đến gỉ cốt thép trong bêtông.

3.1.2.1.3. Sự phá huỷ lý - hoá của bêtông

Dạng hư hỏng này có thể xảy ra do các tác động bên ngoài hoặc do thành phần của bản thân bêtông.

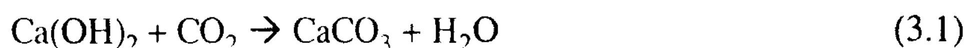
** Tác dụng của nước thẩm thấu:*

Khi kết cấu bêtông thay đổi liên tục giữa các trạng thái ẩm và khô, nước thấm qua bêtông và sẽ làm hoà tan một vài thành phần, khi đó làm tăng mức độ rỗng xốp trong lòng bêtông. Hiện tượng này sẽ kéo theo sự xuất hiện vết vôi tiết ra ngoài bề mặt bêtông và làm bêtông dần dần bị mủn yếu. Hiện tượng hoá học phổ biến nhất xảy ra dưới tác dụng của sự ngâm nước. Mức độ tác hại của nó lại được tăng lên khi có sự thay đổi khô rồi ẩm lặp đi lặp lại trong một ngày hoặc một mùa... Ở cuối giai đoạn khô, khi độ ẩm không khí tăng lên, nước thấm dễ dàng hơn qua bêtông làm hoà tan một số thành phần (đặc biệt là vôi) trong bêtông rồi mang ra ngoài. Cứ như thế, độ rỗng của bêtông tăng lên, tạo điều kiện cho các hiện tượng phá huỷ sau đó. Biểu hiện của sự hư hỏng do bêtông bị ngâm nước là rỗ và nhũ. Khi khí quyển có anhydric sulfurơ, chất này thấm vào

bêtông làm giảm cường độ cơ học của bêtông và nhất là làm giảm tính kiềm làm cho việc bảo vệ cốt thép bị suy giảm.

** Sự cacbonat hoá bêtông:*

Khí CO_2 có sẵn ngoài khí quyển tác dụng với thành phần vôi ở vữa xi măng sẽ tạo thành cacbonat canxi theo phản ứng sau:



$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \quad (3.1)$$

Phản ứng này phát triển dần từ ngoài vào trong với tốc độ thay đổi rất lớn tuỳ theo từng công trình (ví dụ vào năm 2000 một công trình cũ từ năm 1930 đã đo được 2mm, một công trình cũ từ năm 1952 lại đo được là 25mm). Độ sâu cacbonat hoá chỉ có thể đo được bằng cách đơn giản bôi quét chất phênon talêin. Sự cacbonat hoá không làm giảm cường độ của bêtông nhưng làm giảm độ kiềm trong bêtông, tạo điều kiện cho sự ăn mòn cốt thép. Hiện tượng này diễn ra bắt đầu từ tất cả các bề mặt xung quanh của công trình có tiếp xúc với không khí, ở các vị trí bề mặt có vết nứt tương đối lớn (trên 0,3mm).

** Tác dụng của clorua và sunphát:*

Các ảnh hưởng xấu của sunphát và clorua xảy ra đối với những công trình nằm trong môi trường công nghiệp hoặc thường xuyên tiếp xúc với nước đặc biệt có tính ăn mòn (như nước biển). Sự phá huỷ lý-hoá của bêtông cũng xảy ra khi công trình nằm trong môi trường xâm thực (khói, các khí thải công nghiệp nhất là nguồn hoá chất có khí sunfurơ, clorua...), nằm trong nước ngầm, nước biển vì trong nước biển có nhiều muối clorua. Sự có mặt của chất sunfat sẽ gây ra phản ứng hoá học đối với vôi và nhôm của xi măng gây ra sự xuất hiện các chất trương nở. Các chất clorua có phản ứng làm hại cốt thép khi chúng bị tác động. Nếu bêtông chịu tác động luân phiên giữa chìm và nổi, một loạt các trạng thái bão hoà và khô xảy ra trên bề mặt làm nó bị phồng lên, co lại liên tục gây ra sự nứt rạn.

** Hiện tượng kiềm hoá:*

Bêtông có thể bị hư hỏng từ trong lòng của nó mà không phải do các nhân tố từ bên ngoài. Đó là kết quả của toàn bộ các phản ứng giữa cốt liệu và chất liên kết mà người ta gọi là phản ứng alcali-silic hoặc phản ứng alcali. Một số thành phần hạt có thể bị phản ứng hoá học với xi măng. Bêtông sẽ phồng lên theo mọi hướng, sau đó bị nứt ra theo ô lưới khoảng 30cm mỗi chiều cho đến khi kết cấu bị phá hoại hoàn toàn. Hiện tượng này diễn ra chậm và kéo dài trong nhiều năm. Hiện nay không có biện pháp nào chống được hiện tượng này, nhưng ta có thể tránh được bằng cách thận trọng lựa chọn thành phần của bêtông.

3.1.2.1.4. Sự ăn mòn cốt thép

Độ kiềm của xi măng (độ $pH > 11$) sẽ bảo vệ được cốt thép chống bị ăn mòn. Nếu chỉ số pH giảm, ví dụ dưới tác dụng của cacbonat hoá, tính chủ động bị mất dần đi và sự ăn

mòn phát triển. Quá trình ngấm nước, cacbonat hoá phát triển chậm từ bề mặt vào bên trong làm giảm dần tính kiềm của bêtông làm giảm khả năng bảo vệ cốt thép. Sự suy giảm khả năng chống gỉ cũng xảy ra khi chất lượng bêtông kém, độ rỗng lớn, chiều dày lớp bảo hộ không đủ, trên bề mặt bêtông có nhiều vết nứt. Khi khả năng bảo vệ cốt thép bị suy yếu, sự ăn mòn cốt thép bắt đầu từ sự có mặt của ôxy, các ion Cl^-, SO_4^-, thép bị ôxy sắt Fe_2O_3 hoặc các chất muối khác của sắt.

Những hậu quả:

+ Phát triển gỉ sắt làm cho bêtông nổ ngoài bề mặt.

+ Tiết diện chịu lực của thép giảm.

+ Độ dính kết thép và bêtông giảm.

* Gỉ cốt thép trong kết cấu bêtông dự ứng lực:

Đối với bêtông dự ứng lực, cốt thép dự ứng lực là đối tượng đặc biệt cần được bảo vệ, chúng được đặt trong ống dẫn kim loại hoặc polyéthylène và bơm các chất chống gỉ bao bọc xung quanh như vữa xi măng, mỡ, sáp dầu hoả, các đầu neo, đầu cốt thép cũng được bao bọc chu đáo. Do đó khả năng phá hỏng các cốt thép dự ứng lực có thể xảy ra trong hai trường hợp, một là các ống dẫn cùng các chất bảo vệ bị hư hỏng, khi đó sự ăn mòn cốt thép sẽ xảy ra giống như trường hợp BTCT thường ở mức độ cao hơn vì cốt thép dự ứng lực đang chịu ứng suất lớn, hai là ngay trong bản thân các chất bảo vệ cốt thép dự ứng lực có các hoá chất ăn mòn cốt thép như các ion Cl^- và SO_4^- hoặc sai sót khi bơm vữa không đầy.

Sự ăn mòn cốt thép gây ra những hậu quả sau:

- Cốt thép bị phồng rộp vì Fe_2O_3 tăng thể tích lên gấp 10 lần, làm trương nở gây nứt, vỡ bêtông, làm giảm độ dính bám giữa cốt thép và bêtông. Sự ăn mòn sẽ tiếp tục phát triển rất nhanh vì còn có thêm hiện tượng ăn mòn điện hoá.

- Sau một thời gian, tiết diện cốt thép bị giảm yếu, các cốt thép đai dần dần biến mất.

Cường độ của kết cấu sẽ bị giảm yếu nếu hiện tượng ăn mòn cốt thép không bị cản trở.

3.1.2.1.5. Hậu quả của co ngót chậm

Hậu quả của co ngót là các vết nứt cực nhỏ nhưng trong thi công công trình trước hết phải xuất phát từ thiết kế. Một vài sự lựa chọn, một vài giả thuyết được đưa ra không phù hợp hoặc mâu thuẫn với thực nghiệm, với sự tiến triển của các phương pháp tính toán và các phương pháp thi công... có thể dẫn tới sai sót.

Có thể nêu ra một vài dẫn chứng như sau:

- Chấp nhận một dạng công trình không thích hợp đối với loại chướng ngại cần vượt qua hoặc đối với nền móng.

- Sử dụng một số kết cấu một cách gượng ép.

- Đánh giá thấp các tác dụng phụ trong các cầu rất rộng, rất xiên hoặc cong.

- Mô hình hoá không đầy đủ ở kết cấu phức tạp.

- Hệ thống thoát nước và kín nước mặt cầu không đảm bảo.

Ngoài những sai sót trong thiết kế, còn phải xét đến những sai sót trong thi công công trình. Những liệt kê về sai sót sau đây dựa vào những trường hợp hay gặp trong thực tế, chắc chắn chưa phải đã đầy đủ.

3.1.2.1.6. Hiện tượng mỏi của cốt thép

Dưới tác động của một số lớn lần thay đổi ứng lực, cốt thép có thể bị giảm yếu do mỏi. Chính vì vậy quy trình yêu cầu kiểm toán ứng suất trong các cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực theo điều kiện mỏi.

3.1.2.2. Các nguyên nhân khác sai sót trong đồ án thi công

Những nguyên nhân xuất phát chủ yếu do không tôn trọng các chỉ dẫn thiết kế hoặc thi công.

* *Đặt cốt thép thiếu:*

- Không có hoặc không đủ cốt đai.

- Không có cốt thép cấu tạo.

- Lớp bảo vệ cốt thép quá mỏng, neo đầu cốt thép quá ngắn.

* *Điểm ngắt các thanh thép không hợp lý:*

- Dự tính các mất mát ứng suất trong cốt thép dự ứng lực không chính xác làm cho dự ứng lực trong cốt thép không đủ.

- Bố trí đường đi của cốt thép dự ứng lực, vị trí các neo, chuyển hướng không hợp lý.

- Không bố trí hoặc bố trí thiếu các cốt thép dự ứng lực theo phương ngang hoặc phương thẳng đứng khi các yêu cầu chịu lực theo các phương này chưa được đáp ứng đầy đủ.

* *Sai sót trong lắp đặt cốt thép:*

- Đặt cốt thép quá dày ngăn trở công tác đổ bêtông.

- Đặt cốt thép qua thưa.

- Không nắm được lực đẩy hướng tâm của cốt thép, của các bó cốt thép dự ứng lực cong.

- Sự chiếm chỗ của các ống dẫn chứa cốt thép dự ứng lực quá lớn.

* *Không đảm bảo các yêu cầu về mặt kết cấu:*

- Chiều dày lớp bêtông bảo vệ không đủ.

- Có sự thay đổi đột ngột tiết diện của kết cấu, sự thay đổi này gây ra sự xuất hiện các vết nứt ở vùng có tiết diện thay đổi.

- Không có sự bố trí đặc biệt để chịu lực tập trung, nhất là khi chúng chỉ là tải trọng tạm thời.

- Thiếu sự kín khít thích đáng.

- Không có hoặc làm không tốt các mối nối đường thoát nước mặt cầu, không chú ý ngăn chặn nước chảy lan từ đường người đi xuống dầm cầu.

- Thiết bị gối tựa không hợp lý.

Có một số cách bố trí các kết cấu tuy không phải nguồn gốc của hư hỏng nhưng thường làm trầm trọng thêm khả năng hư hỏng, gây khó khăn cho công tác theo dõi, bảo dưỡng:

- Sự bố trí khớp ở đỉnh một số vòm.

- Sự bố trí những gối tựa của những nhịp treo.

- Các thiết bị gối tựa, thiết bị tiêu nước không tiếp cận được.

Sau đây xem xét một vài hư hỏng theo loại công trình.

3.1.2.2.1. Cầu dạng khung và dạng cổng bằng BTCT

Những hư hỏng này chủ yếu do sự lún lệch (không đều) của nền, sự co ngót không đều giữa các bộ phận khác nhau của công trình, sự đánh giá không tốt của áp lực đất. Nó sẽ biểu hiện bằng những vết nứt nằm ngang và đứng ở trụ vòm và ở phần bản.

3.1.2.2.2. Các cầu bản BTCT và bêtông dự ứng lực

a) Cầu bản bề ngang lớn

Thông số nhiệt gây nên độ võng ngang (do mômen dương ngang) và kéo theo vết nứt dọc bụng vòm. Những vết nứt này một khi được bịt khe lại không phải là nguyên nhân ảnh hưởng đến độ bền của công trình.

b) Cầu bản rất chéo góc

Trong những cầu có độ chéo góc lớn, một hệ thống vết nứt có thể phát triển vuông góc với đường chịu lực. Điều này hoàn toàn đúng khi những hướng của thép dọc và ngang tạo thành một góc nhỏ. Vết nứt sẽ phát triển theo hướng ít cốt thép.

3.1.2.2.3. Cầu vòm (có cốt thép hoặc không cốt thép)

Vết nứt trong cầu vòm BTCT có thể xuất hiện trong các cột, thân vòm. Trong các cầu đá xây và cầu bêtông kiểu vòm thường có vết nứt ở chân vòm và đỉnh vòm. Trong các hệ siêu tĩnh ngoài bằng bêtông, BTCT hay đá xây còn có các vết nứt do lún hay biến dạng của mố trụ. Vết nứt dọc theo vòm: những vết nứt này do đặt thép ngang thiếu, khối bêtông không đạt được đủ thép để chịu kéo ngang nên gây ra những ứng lực nén ép dọc vòm.

3.1.2.2.4. Cầu dầm bằng BTCT

Các dạng hư hỏng thường gặp cần phải điều tra là: Các vết nứt rạn, sứt vỡ bêtông, bong lớp bêtông bảo hộ cốt thép, rỗ bề mặt bêtông, hỏng lớp cách nước v.v... Trong kết cấu BTCT thường, cần tìm vết nứt ở vùng chịu kéo khi ứng suất lớn hơn cường độ tính

toán của bêtông, lưu ý rằng độ rộng vết nứt là 0,2mm là đã được quy trình thiết kế cho phép. Nói chung vết nứt dầm BTCT đều làm giảm năng lực chịu tải. Ví dụ các vết nứt xiên trong bụng dầm hay vết nứt dọc ở chỗ tiếp giáp bụng dầm với đáy bản ngang ba lát. Phải phân tích các vết nứt đã phát hiện được để xác định ảnh hưởng đến năng lực chịu tải và tuổi thọ của kết cấu có xét đến khuynh hướng phát triển của chúng.

Phân loại các vết nứt

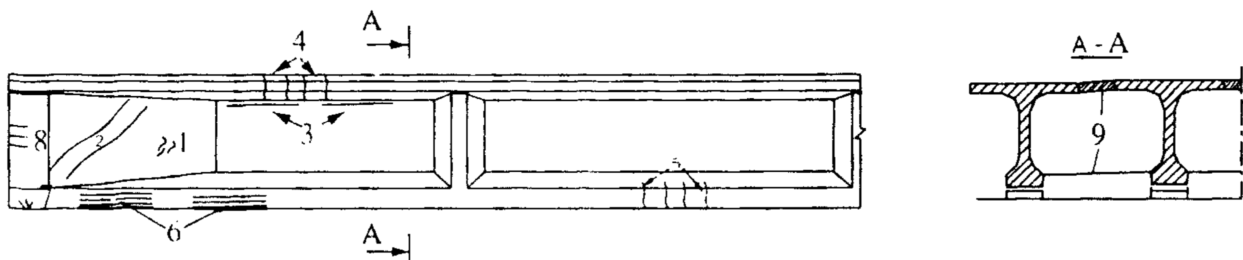
a) Vết nứt do co ngót: Loại vết nứt này thường xuất hiện trong lớp bề mặt của bêtông do quá trình co ngót không đều. Nguyên nhân là do hàm lượng xi măng quá nhiều trong hỗn hợp bêtông, do đặc điểm của dạng kết cấu, do cách bố trí cốt thép không hợp lý v.v... Dấu hiệu đặc trưng của vết nứt co ngót là chúng phân bổ ngẫu nhiên không định hướng, chiều dài ngắn và nhỏ li ti. Các vết nứt co ngót có thể phát triển thành các vết nứt do lực.

b) Vết nứt nghiêng: Vết nứt này thường xuất hiện ở bụng dầm do ứng suất kéo chủ quá lớn. Chúng đặc biệt nguy hiểm trong các kết cấu nhịp dự ứng lực vì có thể giảm nhiều năng lực chịu tải. Cần đánh giá sự giảm lực chịu tải bằng cách tính toán.

c) Vết nứt dọc: Chúng xuất hiện ở chỗ tiếp giáp đáy bản mặt cầu ôtô hoặc bản máng ba lát cầu đường sắt tiếp giáp với phần bụng dầm, được coi là nguy hiểm vì giảm năng lực chịu tải của kết cấu nhịp. Nguyên nhân chính là do sai sót trong công nghệ chế tạo kết cấu.

d) Vết nứt ngang trong bản mặt cầu: Nguyên nhân là do mômen uốn tạo ra quá lớn lúc cẩu dầm để lắp ghép, hoặc do dự ứng lực nén quá mạnh. Trong các dầm giản đơn thì trong quá trình khai thác, các vết nứt này có thể bị khép lại.

e) Vết nứt ở bên trên thớt gối: Nguyên nhân là do cấu tạo cốt thép đặt ở đầu dầm không đủ và cấu tạo đầu dầm không hợp lý (neo đặt quá sát nhau, thớt gối ngắn v.v...). Sự làm việc của thớt gối có ảnh hưởng đến loại vết nứt này. Nếu gối di động bị kẹt không hoạt động tốt sẽ gây ra các ứng lực phụ làm tăng các vết nứt này. Cũng có thể do kết cấu nhịp không tựa khít đều lên gối cầu làm cho tác động xung kích của tầu chạy qua cầu bị tăng lên.



Hình 3.1: *Các dạng vết nứt trong kết cấu nhịp dầm*

1- Do co ngót; 2- Nứt xiên; 3- Nứt dọc tại chỗ tiếp giáp bản cánh với bản bụng; 4- Nứt ngang trong bản cánh trên; 5-Nứt ngang trong bầu dưới dầm; 6- Nứt dọc trong bầu dưới dầm; 7- Nứt ở vùng sát gối; 8- Nứt ngang nằm ngang ở đầu dầm; 9- Nứt ở vùng mối nối.

3.1.2.2.5. Các cầu dầm bêtông dự ứng lực

3.1.2.2.5.1. Đặc điểm chung

Các vết nứt trong dầm BTCT dự ứng lực cần lưu ý hơn, đặc biệt dầm có cốt thép dự ứng lực dạng bó sợi thẳng, bó sợi xoắn, sợi đơn hoặc cáp. Những công trình cấu tạo dự ứng lực chỉ theo chiều dọc cầu hoàn toàn có khả năng chịu dự ứng lực theo chiều ngang và đôi khi ngay cả chiều đứng.

Đối với công trình không dự ứng lực theo chiều ngang ta có thể phân biệt được:

- Những vết nứt do sự làm việc bình thường theo chiều ngang của kết cấu BTCT thường (không dự ứng lực)

- Những vết nứt do sự làm việc bất bình thường theo chiều dọc của kết cấu bêtông dự ứng lực. Thường gồm những đặc điểm sau:

+ Độ cứng dọc của công trình không đủ: biểu hiện bằng các vết nứt thẳng đứng nằm ở các thớ dưới của khoảng giữa nhịp.

+ Khả năng chống cắt không đủ: biểu hiện qua những vết nứt xuất hiện bụng dầm với góc nghiêng khoảng 45°, các vết nứt này thường thấy ở khoảng 1/3 chiều dài dầm.

+ Khả năng uốn không đủ do dự ứng lực cắt: Những vết nứt do dự ứng lực cắt gây nên không bao giờ xuất hiện đơn lẻ. Chúng thường kèm theo những vết nứt khác do uốn mà nó sẽ phát triển lên trên theo một góc nghiêng.

Các thiếu sót khác (sự lan truyền, uốn ngang, co ngót vướng v.v...) sẽ được xử lý sau:

3.1.2.2.5.2. Các kết cấu nhịp dầm giản đơn

Nhóm này bao gồm những dầm cầu nhịp giản đơn dự ứng lực kéo trước hoặc kéo sau.

a) Những sai sót liên quan đến khả năng chịu uốn tổng thể

- Những thiếu sót này thường gây nên những vết nứt do uốn hoặc do ứng lực cắt. Nguyên nhân là do:

+ Quá tải trọng thường xuyên. Đặc biệt tải trọng của thiết bị và của lớp bảo vệ thường là giả thuyết (có công trình người ta đo được trọng lượng thực gấp 2,5 lần tải trọng lý thuyết). Trên các tuyến đường bộ địa phương thường có các xe quá tải (ví dụ xe chở gỗ) mà không bị ngăn chặn do thiếu các trạm kiểm soát trước đây.

+ Do giả thuyết không chính xác về lực căng trước trong cáp DƯL, trị số này phụ thuộc vào nhiều thông số khác.

+ Những hệ số ma sát gọi là f và φ mà những giá trị lý thuyết đã dùng có thể là quá lạc quan.

+ Sự chùng cốt thép DƯL cũng là một vấn đề, đối với các công trình cũ (theo quy định này giá trị gấp đôi). Mặt khác các sợi cáp thép hoặc các bó cáp thép DƯL có thể bị ăn mòn và gãy do quá trình bơm phụt vữa lấp lòng ống chứa cáp sai sót hoặc do thi công có sai sót.

Trong một vài cầu cũ kiểu khung T-dầm đeo, các bó cốt thép dự ứng lực được đặt trong phần trên của mặt cắt hình hộp và chỉ được bảo vệ bằng bêtông thông thường phủ lên, lớp bêtông này không được dự ứng lực. Nguy cơ gỉ cáp DUL ở các cầu này là rất cao. Ví dụ điển hình là các cầu Rào, cầu Niệm, cầu An Dương ở Hải Phòng, mà trong đó cầu Rào đã bị sụp gãy do gỉ đứt cáp DUL sau 7 năm khai thác (1982).

b) Sự liên kết giữa đáy và bụng dầm không tốt

Trong những trường hợp này thường xuyên xuất hiện những vết nứt rộng ở chỗ liên kết giữa bản đáy và bụng dầm. Suốt dọc các vết nứt có kèm theo những phần nổ bêtông chứng tỏ vết nứt là chủ động dưới tác dụng của tải trọng thay đổi.

c) Những vết nứt dọc theo cáp căng

Những vết nứt này xuất hiện trong quá trình thi công và theo thời gian sẽ được ổn định. Đó là dấu hiệu của tình trạng dự ứng lực nén quá lớn hoặc bêtông không đủ cường độ sớm.

d) Những vết nứt ở bản mặt cầu

- Những vết nứt dọc giữa các dầm là do thiếu cốt thép ngang trong bản.
- Những vết nứt ngang là do bị cản trở biến dạng khi co ngót.

e) Vết nứt ngang trong bầu dưới ở vùng chịu kéo chứa cốt thép dự ứng lực

Vết nứt này chứng tỏ thiếu dự ứng lực, mất mát dự ứng suất quá nhiều do co ngót, từ biến bêtông và mấu neo làm việc không bình thường. Các vết nứt này không giảm khả năng chịu tải tính toán của kết cấu nhịp nhưng có chế tạo điều kiện cho gỉ ăn mòn cốt thép dự ứng lực và giảm dần tuổi thọ của nó.

g) Vết nứt dọc trong bầu dầm chứa cốt thép dự ứng lực

Các vết nứt này xuất hiện ngay trong những năm đầu khai thác cầu. Nguyên nhân là do biến dạng ngang lớn khi dự ứng lực nén mạnh bêtông và do co ngót bị cản trở. Hậu quả là gỉ nhanh và trầm trọng ở cốt thép dự ứng lực, các sản phẩm do gỉ tạo ra sẽ trương nở làm nở to thêm vết nứt khiến gỉ càng nhanh hơn và sớm phá hoại kết cấu nhịp.

h) Vết nứt nằm ngang ở đoạn đầu bêtông nhịp

Các vết nứt này xuất hiện do ứng suất cục bộ quá lớn ở bên dưới mấu neo cốt thép dự ứng lực. Chúng phát triển trong thời kỳ đầu khai thác cầu.

3.1.2.2.5.3. Những kết cấu nhịp hệ siêu tĩnh (dầm liên tục)

Các phương pháp thi công kết cấu nhịp siêu tĩnh rất đa dạng (ví dụ các phương pháp đúc trên đà giáo di động, phương pháp lắp hẫng, đúc hẫng, đúc đẩy...). Những hư hỏng và nguyên nhân gây nên cho những nhịp dầm đơn giản hoàn toàn có thể xẩy ra trên các kết cấu siêu tĩnh. Nhưng hơn thế nữa người ta đã quan sát được những hư hỏng đặc trưng của các kết cấu siêu tĩnh bằng bêtông dự ứng lực của những thế hệ đầu.

a) Sự phân phối lại nội lực

Sự phân phối lại nội lực dưới tác dụng của những biến dạng khác nhau bị cản trở (được gọi là sự phân phối lại nội lực do từ biến). Một công trình siêu tĩnh phải nhớ được quá trình thi công nó. Trạng thái ứng lực của công trình trong giai đoạn cuối của quá trình thi công phụ thuộc vào sự thay đổi trong quá trình đó. Nếu sơ đồ tĩnh học lúc thi công không khác gì sơ đồ tĩnh học cuối cùng (ví dụ những cầu dầm hẫng), nhưng biến dạng khác nhau của bêtông do từ biến sẽ gây ra hiện tượng phân phối lại nội lực cho tới khi trạng thái của công trình có xu thế tiến tới gần trạng thái thực của công trình nếu như nó được thi công trên đà giáo.

Sự phân phối lại nội lực nhìn chung được biểu hiện bởi sự xuất hiện một mômen dương, gọi nôm na là "mômen rão" mà sẽ làm kéo căng thớ ở phía dưới của mặt cắt. Mômen do từ biến này có thể tính được một cách khoa học bởi các chương trình máy tính chuyên dụng hoặc cũng có thể ước tính gần đúng theo công thức:

$$M_1 = \frac{1}{2}(S_1 + S_2) \qquad (3.2)$$

trong đó S_1 là mômen uốn trước khi phân phối lại, S_2 là mômen uốn của công trình tương tự mà được đúc trên đà giáo. Hiện tượng này đối với những công trình siêu tĩnh xây dựng trước năm 1975 không được lưu ý tới, do vậy mà việc bố trí kết cấu lúc đó thường thiếu kích thước so với độ võng dọc

b) Gradien nhiệt (những biến dạng bị cản do nhiệt)

Sự chênh lệch nhiệt độ giữa bản cánh trên (bản nắp hộp) và bản cánh dưới (bản đáy hộp) là do tác động của những tia nắng mặt trời gây nên biến dạng cho kết cấu. Đa số các tiêu chuẩn thiết kế của nhiều nước hiện nay thường giả thiết coi sự thay đổi nhiệt độ là tuyến tính trên chiều cao của bề mặt kết cấu và chỉ có sự chênh lệch nhiệt độ giữa bản cánh trên và bản cánh dưới là đạt mức 6°C

c) Đối với các kết cấu nhịp được đúc trong ván khuôn trên đà giáo

Những cầu có sườn cứng hoặc có bản sườn thậm chí những dầm ô cờ, được đúc bằng ván khuôn thường có những vết nứt do võng ở gần vùng gối tựa trung gian. Những vết nứt này xuất hiện ngay khi đang thi công, nguyên nhân là do ứng lực kéo phát triển khi chúng ta tạo ra dự ứng lực quá lệch tâm ở phần trên, đúng vào lúc căng cáp DUL. Tuy nhiên lúc đó ứng lực kéo phát triển do dự ứng lực sẽ không được bù lại do tác dụng của trọng lực riêng cục bộ của ván khuôn. Khi những cốt thép cấu tạo đặt không dúng vị trí, có thể sẽ xuất hiện vết nứt lớn ở thớ dưới.

d) Đối với trường hợp mà các nhịp dầm giản đơn được nối lại bên trên trụ để trở thành hệ dầm liên tục

Trong nhiều dự án cầu ở Việt Nam hiện nay dùng các dầm giản đơn đúc sẵn lắp ghép lên các trụ, rồi sau đó nối chúng lại thành hệ dầm liên tục nhờ các kiểu mối nối đặc biệt

có hoặc không có cốt thép DƯL (hoặc dự ứng lực ở thớ trên). Các cầu này sẽ có nguy cơ xuất hiện vết nứt tại vùng bêtông mối nối. Những vết nứt này là do gradien nhiệt và do từ biến.

e) Những biến dạng do lực cắt

Sai lầm có thể gặp trong thiết kế bao gồm:

- Lực cắt bị tính sai (cần kiểm tra ở phía bên phải và bên trái của tiết diện khi cáp đã được uốn nghiêng lên sao cho không có hiện tượng nội lực bị giảm đi do sự nghiêng của cáp gây nên).

- Không quan tâm đến sự phân bố của các bụng dầm khi dầm có nhiều ô.

- Đã đánh giá quá cao về trị số dự ứng lực theo chiều thẳng đứng khi dự ứng lực xuất hiện. Nguyên nhân có thể do:

+ Các cốt đai đặt quá rộng.

+ Tính toán trị số độ tụt neo quá ít.

- Không chú ý đến lực cắt của các cáp dự ứng lực mà nó có thể cùng kết hợp với các ứng lực cắt khác làm tăng nội lực cắt tổng thể.

g) Những ảnh hưởng do các nội lực tập trung - sự lan truyền

Những hư hỏng được nêu dưới đây là do sự lan truyền của các nội lực tập trung xuất phát từ vùng đặt các mấu neo cáp DƯL (ví dụ vùng đầu dầm giản đơn). Ngày nay có xu hướng dùng các bó cáp lớn, tất nhiên lực căng cũng lớn và nén vào bêtông cũng lớn theo (ví dụ ứng suất nén khoảng 3MN cho một cáp loại 19T15 và thậm chí là 6MN cho loại cáp 37T15), những dự ứng lực nén này tập trung tại khu vực đặt mấu neo sẽ trở thành càng tập trung hơn. Khi đó sự lan truyền của các lực này sẽ phải được nghiên cứu cẩn thận để tránh hư hỏng dầm ngay từ lúc đang thi công.

h) Những vết nứt kèm theo

Đó là những vết nứt nằm ở sau ụ neo. Những vết nứt này chứng tỏ sự không đồng đều của ứng lực (trên chiều rộng của bản chẳng hạn đối với cáp néo trong vùng bản đáy hộp dầm) do lực tập trung gây nên. Nên tính toán bằng các phương pháp phần tử hữu hạn.

i) Những vết nứt theo kiểu xương cá ở bản đáy hộp hoặc những vết nứt nghiêng trong bản bụng dầm

Đó là những vết nứt bố trí theo kiểu xương cá ở khu vực ụ neo cáp. Những vết nứt này thường kéo dài nghiêng về phía bản bụng. Nguyên nhân của các vết nứt này là do các nội lực tập trung gây nên. Trong các tiêu chuẩn thiết kế cầu đều có quy định đặt ra một trị số ứng lực giới hạn chịu nén cục bộ để tránh những vết nứt này, nó thường được móc bởi những vết nứt kèm theo (đã nêu ở trên).

k) Những vết nứt nghiêng theo dọc các dây cáp

Đó là những vết nứt xuất hiện khoảng 30cm đằng sau chỗ neo các cáp và nó kéo dọ theo các cáp. Những vết nứt này xuất hiện khi thi công nói chung nó sẽ khép lại khi c nội lực cắt và không phát triển trong suốt đời của công trình.

l) Những vết nứt trong các bản dưới ở đầu dầm

Đó là những vết nứt do sự truyền của cáp neo đến đầu dầm.

m) Những vết nứt do uốn ngang

Trên nhiều cầu bêtông dự ứng lực có chiều cao thay đổi được xây dựng vào nhữn năm 1970, thường xuất hiện những vết nứt dọc theo bản mặt ở giữa của nhịp chínl Ngay trên cầu Phú Lương (Hải Dương) mới thi công năm 1997 cũng có các vết nứt nh vậy. Những vết nứt này sẽ phát triển từ thớ dưới của bản đến giữa bản và từ thớ trên củ bản cạnh đến các phần bản nằm cạnh các sườn. Nếu nứt trong bản đáy hộp thì vết nı này là do lực đẩy của những cáp nằm ở bản đáy hộp. Hiện tượng này đã không được ch ý tới trong các cầu được xây dựng trước năm 1973 và những thép ngang của BTC thường là những thép phụ. Những hiện tượng tương tự sẽ phát sinh trên các bản mặt củ bụng vòm theo một đường gãy khúc.

n) Những hư hỏng do sai lầm về cách bố trí cấu tạo khác

Chúng ta có thể nêu ra một bản danh sách dài những yêu cầu về bố trí cấu tạo thôn thường mà không được tôn trọng đúng (sự không đồng đều của các lớp phủ ở mặt, đ hoặc không đặt các khung thép và thép đai..). Đặc biệt phải có lớp lưới thép ở mặt ngoi các bụng dầm để tránh những vết nứt do co ngót.

3.1.2.3. Những nguyên nhân do điều kiện thi công

3.1.2.3.1. Bêtông

Các yêu cầu về chất lượng bêtông theo thiết kế (cường độ và độ linh động) và độ bề có thể bị vi phạm trong quá trình thi công:

Khi tính cấp phối:

Khi thiết kế thành phần: do bản chất và chất lượng cốt liệu thực tế sử dụng, vì s không thích ứng của xi măng đối với công trình.

- Dùng các hạt đá cát bẩn.
- Dùng các hạt đá dễ bị kiềm hoá.
- Dùng xi măng không chịu được nước biển.

Quá trình sản xuất bêtông:

- Không tôn trọng thành phần cấu tạo.
- Đổ nước vào không hợp thời gian.
- Sử dụng không đúng chất phụ gia.

- Thời gian vận chuyển lâu.

- Nhiệt độ thi công không đúng quy định.

Quá trình đúc cấu kiện:

- Ván khuôn không rửa sạch.
- Dùng lại những công cụ đổ bêtông không tốt.
- Đầm rung bêtông không tốt.
- Chiều cao đổ của bêtông lớn (bêtông phân tầng).
- Không quan tâm hoặc quan tâm không đủ.

3.1.2.3.2. Cốt thép trong BTCT

Các sai sót có thể là:

- Quên đặt vài thanh thép hoặc một vài chi tiết thép quan trọng.
- Đặt thép sai.
- Không tuân thủ chiều dày lớp bảo vệ.
- Thép đặt không bảo đảm nên khi đổ bêtông bị di chuyển.
- Hàn những thép không được phép hàn.
- Không tôn trọng những bán kính cong.
- Lẫn lộn thép này với thép khác.
- Khung cốt thép không đủ cứng.
- Thép mềm bị thay thế một cách thiếu suy nghĩ bằng thép cứng.

3.1.2.3.3. Cốt thép trong kết cấu bêtông dự ứng lực

Các sai sót có thể là:

- Giao nhận các chi tiết đi theo các bó cốt thép dự ứng lực không đồng bộ, trong quá trình vận chuyển, lưu giữ trong kho để cho cốt thép dự ứng lực cũng như các chi tiết kèm theo bị sây xước, bẩn, gỉ, các ống dẫn bị cong, thủng, già hoá ống bằng nhựa.
- Đặt thép sai.
- Đặt các rãnh cho thép căng.
- Thép đặt không nghiêm túc nên quá trình đổ bêtông sẽ xê dịch.
- Bơm phụt vữa hoặc bơm phụt không đúng quy cách.

3.1.2.3.4. Những sai sót trên công trường

Trong quá trình thi công có xảy ra các sai lệch về mặt hình học, có thể kể đến sự lún cục bộ ván khuôn, độ vồng ngược của dầm không thích hợp, các mối nối không đảm bảo, các sai lệch có liên quan đến chất lượng không đồng đều của bêtông, sự chịu tải hoặc căng kéo không đối xứng, sự tạo dự ứng lực quá thô bạo.

** Những sai sót trong quá trình thi công có thể kể đến như sau:*

- Không tôn trọng các giai đoạn đổ bêtông đã quy định sẵn trong phòng thiết kế.

- Chặt sắt hoặc uốn móc gây khó khăn khi đổ bêtông.

- Đắp đất không đúng quy cách.

- Điều chỉnh những công việc phát sinh khi ghép các cấu kiện biến dạng có thể gây nên những hậu quả xấu đối với kết cấu.

- Lắp đặt các ống dẫn, các bó cốt thép dự ứng lực các thiết bị neo, chuyển hướng không chính xác các thiết bị giữ cố định vị trí của các bó cốt thép dự ứng lực không đủ độ cứng, bị xê dịch, biến dạng trong quá trình đổ bêtông.

- Đặt cốt thép không đúng quy cách, sai số về vị trí lớn, kê chèn không đủ cho chiều dày lớp bảo vệ theo dự định, không làm các mối nối cốt thép, thiếu cốt thép chờ giữa các mối nối bêtông.

- Việc lau rửa bôi dầu mỡ ván khuôn làm không tốt.

- Việc đổ bêtông không tốt do chiều cao quá lớn, dầm kém dẫn tới hiện tượng phân tầng tạo ra các ổ đá dăm, rỗ, nhiều lỗ rỗng bị phủ kín các màng mỏng, nhiều vùng bêtông không được nhét đầy vì dày đặc cốt thép như ống dẫn ở thành dầm và bầu dầm. Khi đổ bêtông ở những giai đoạn khác nhau, đường nối ráp xấu.

- Xử lý nhiệt không tốt dẫn tới nứt, không dưỡng hộ hoặc dưỡng hộ không đủ tạo nên sự nứt bề mặt và tăng mức độ thấm của bêtông.

- Tháo ván khuôn sớm dẫn đến biến dạng quá lớn, thậm chí gây nứt.

- Thiếu cẩn thận khi vận chuyển các kết cấu đúc sẵn.

- Sai sót khi bơm vữa vào trong ống dẫn các cốt thép dự ứng lực. Nguy cơ đứt các sợi cáp hoặc sợi thép dự ứng lực do gỉ luôn luôn tồn tại nếu công trình có sai sót trong bơm vữa. Sai sót có thể xảy ra do chất lượng vữa không bảo đảm (độ linh động, độ phân tầng, thời gian có thể bơm sai khác giữa thiết kế và thực tế), sự bố trí lỗ kiểm tra không đủ, còn đọng nước trong ống, tắc ống không kiểm tra được.

- Sai sót do căng kéo các bó cốt thép dự ứng lực như trượt chốt neo, lún côn neo, căng kéo không đủ lực, đứt cục bộ các sợi cáp...

- Thiếu độ co giãn cần thiết ở vị trí mối nối đường, sai sót về lớp phủ bảo vệ kín lớp đầu neo...

3.1.2.4. Những nguyên nhân do sự thay đổi điều kiện sử dụng, điều kiện môi trường. Những khuyết tật do bảo dưỡng

- Việc di chuyển các máy làm đất trên hệ mặt cầu khi bêtông của hệ này chưa đủ cường độ để khai thác.

- Quá tải do các đoàn xe đặc biệt nặng không dự tính trước.

- Tăng chiều dày mặt đường trên cầu một cách lạm dụng.

- Sự ô nhiễm của môi trường (khí thải công nghiệp), sự thay đổi chế độ nước.

- Việc làm của một số cá nhân, đơn vị gây tác động có hại lên công trình (dùng mạ, hệ mặt cầu làm chỗ neo móc cầu, dùng trụ mố làm hố thế...).

- Thiếu sót do bảo dưỡng hệ thống thoát nước, bảo dưỡng mối nối đường.

- Sai sót do đặt trần cốt thép một cách ngẫu nhiên hoặc không.

- Sai sót do việc điều chỉnh sự làm việc của các gối tựa bị hỏng.

- Công việc bảo quản và sửa chữa không thực hiện vào thời gian thích hợp:

  + Bảo quản hệ thống thoát nước;

  + Bảo quản những khe co dãn;

  + Sửa chữa.

- Do sự thay đổi các điều kiện môi trường khu vực cầu (chế độ nước, ô nhiễm).

- Do thi công sai khi sửa chữa nhỏ, ví dụ tăng tải quá mức (không bào gọt lớp phủ mặt cầu cũ, ví dụ đã có trường hợp đo thấy 26cm chiều dày của lớp áo đường trên mặt cầu).

3.1.3. Những biểu hiện của hư hỏng

3.1.3.1. Nứt

Sự xuất hiện các vết nứt trong kết cấu BTCT chưa hoàn toàn coi đó là sự hư hỏng, nhưng sự có mặt và hình dạng của nó luôn kéo theo sự chú ý của người theo dõi bởi vì cũng có thể chúng là biểu hiện của một sự hư hỏng thực sự.

3.1.3.1.1. Bêtông cốt thép

Nếu kết cấu được thiết kế đúng, tức là đã bố trí một số lượng đủ để đảm bảo chịu ứng suất kéo thì tuy có xuất hiện vết nứt nhưng những vết nứt này chỉ có độ mở rộng hạn chế và kết cấu làm việc bình thường. Hệ thống vết nứt này là cố hữu trong BTCT, chúng xuất hiện ngay khi công trình bắt đầu chịu tải trọng không phải như chúng ta thường mô hình hoá trong sơ đồ tính toán. Khi độ mở rộng vết nứt lớn, sự phát triển của vết nứt (về số lượng, chiều dài và chiều rộng) nhanh thì cần có một sự kiểm tra chi tiết vì đó là một biểu hiện của hư hỏng. Khi đó cần phân tích sự làm việc của kết cấu để tìm ra nguyên nhân. Sự xuất hiện các vết nứt có độ mở rộng lớn là dấu hiệu của một trạng thái dẻo của cốt thép chịu kéo, cũng có thể đó là sự mất khả năng dính bám giữa cốt thép và bêtông do bề mặt của cốt thép bị ăn mòn hoặc bêtông bao quanh cốt thép bị tan rã.

Các vết nứt xuất hiện trên kết cấu BTCT có thể phân ra các loại sau:

* Trên bề mặt nằm ngang (hoặc gần như ngang):

- Các vết nứt theo chiều dọc (song song với trục dọc của hệ mặt cầu).

- Các vết nứt theo chiều ngang (vuông góc với trục dọc của hệ mặt cầu).

- Các vết nứt xiên.

* Trên bề mặt thẳng đứng (hoặc gần như thẳng đứng):

- Các vết nứt nằm ngang.

- Các vết nứt thẳng đứng.

- Các vết nứt xiên.

Vị trí xuất hiện các vết nứt phụ thuộc vào dạng công trình và sự làm việc của nó. Chỉ có thể có một nhận định chung rằng lực kéo trong bêtông gây ra bởi sự co rút của cốt thép dọc sẽ gây ra vết nứt theo hướng cốt thép ngang. Trong trường hợp các tấm bản, mạng lưới cốt thép trong đó đôi khi có thể gây ra một mạng lưới các vết nứt, các vết nứt này có thể tương đối lớn nhưng độ sâu của chúng cũng chỉ hạn chế ở lớp cốt thép ngoài cùng. Cũng phải xác định rằng các vết nứt không phải luôn luôn là nhìn thấy được, đó là các vết nứt xuất hiện ở phía bản trên của dầm bên dưới lớp mặt cầu.

3.1.3.1.2. Bêtông dự ứng lực

Trong khi các kết cấu BTCT làm việc bình thường trong trạng thái bị nứt thì các vết nứt trên kết cấu hoặc phân tố của bêtông dự ứng lực lại thường là các điểm đáng ngờ. Về nguyên tắc các kết cấu bêtông dự ứng lực được thiết kế sao cho trên kết cấu tuyệt đối không có vết nứt, nhưng trong những thời gian gần đây người ta có thể chấp nhận một sự tạo thành vết nứt hạn chế khi chịu mômen uốn tuỳ theo mức độ xâm thực của môi trường. Sự hạn chế này ở mức độ như thế nào để sự phân bố vết nứt giống như trong BTCT thường nhưng chúng không lan tới bêtông bao quanh các cốt thép dự ứng lực và chỉ được xuất hiện dưới các tải trọng khai thác lớn nhất. Các vết nứt xuất hiện trên công trình bằng bêtông dự ứng lực thường do các hiện tượng sau đây, đôi khi chúng kết hợp với nhau:

- Do sự phát triển nhanh của kỹ thuật, người ta có thể sử dụng các bộ cốt thép dự ứng lực có lực căng rất lớn trong khi đó lại không xem xét đến nguy cơ làm hỏng các vùng bêtông dưới neo.

- Ngày nay người ta đã sử dụng các kết cấu dự ứng lực có kích thước rất lớn, chính sự thay đổi này đã làm xuất hiện những tác động bất ngờ đối với công trình như các vùng bêtông dưới neo.

- Do áp dụng các phương pháp thi công mới mà không quan tâm đúng mức đến các điều kiện cần thiết như dưỡng hộ nhiệt bêtông trên công trường, xử lý các tác động bậc hai mà từ trước đến giờ vẫn bị bỏ qua.

- Do sự sử dụng phổ biến các kết cấu siêu tĩnh mà đối với kết cấu này - sự thi công chính xác là điều kiện để tuân theo mô hình làm việc đã giả thiết trong tính toán. Trong thi công hay sử dụng có thể có những sai khác so với mô hình tính toán, mà ngay trong

chính bản thân mô hình tính toán không phải luôn luôn đã xét đến một cách đầy đủ tác động của sự thay đổi nhiệt, của sự lún không đều, của sự phân phối lại nội lực dưới tác dụng của những biến dạng chậm.

Chính vì vậy, tất cả các vết nứt trong kết cấu hoặc phần tử kết cấu bằng bêtông dự ứng lực đều cần phải được nhận biết và sự phát hiện chúng phải được quản lý. Khác với BTCT, trong bêtông dự ứng lực một vết nứt mảnh không phải kém ý nghĩa, thậm chí kém nguy hiểm hơn là một vết nứt mở rộng. Sau khi khám phá ra vết nứt, nên thực hiện một cuộc kiểm tra nghiêm túc và chi tiết từ hồ sơ công trình và phân tích, đánh giá một cách chính xác để biết nguyên nhân. Điều quan trọng là phải phân biệt một vết nứt biểu thị một sự làm việc không bình thường của kết cấu với một vết nứt gây ra bởi một sự sai hỏng cục bộ hoặc với sự làm việc tương đối bình thường của các phần kết cấu bằng bêtông thường.

Vết nứt của các công trình bêtông dự ứng lực có thể phân loại như sau:

* Về mặt kết cấu:

- Các vết nứt dọc (thường gần song song với trục dọc của hệ mặt cầu).

- Các vết nứt theo chiều ngang (vuông góc với trục dọc của hệ mặt cầu).

* Về mặt hình học:

- Các vết nứt nằm ngang.

- Các vết nứt thẳng đứng.

- Các vết nứt nghiêng (trên một bề mặt thẳng đứng hoặc gần như thẳng đứng) hoặc xiên (trên một bề mặt nằm ngang).

3.1.3.2. Vỡ bêtông

Không kể các trường hợp vỡ rỗ tồn tại từ khi xây dựng công trình chưa được trát vá lại, không kể trường hợp vỡ do va chạm, hiện tượng vỡ bêtông đáng lưu ý là hiện tượng xảy ra khi có sự ăn mòn cốt thép. Cốt thép gỉ gây ra sự nở thể tích lớn ở vùng chu vi cốt thép chịu lực làm lớp bêtông bảo vệ bị nứt, sau đó bong ra để lại cốt thép không có lớp bảo vệ.

Khi cốt thép để trần báo hiệu hai hiện tượng trầm trọng:

- Sự giảm bớt tiết diện cốt thép, tới một giới hạn nào đó gây ra sự đứt gãy cốt thép, hậu quả của nó có thể gây ra biến dạng thường cho công trình.

- Độ dính bám giữa thép và bêtông suy giảm.

3.1.3.3. Khuyết tật bề mặt

Một số khuyết tật dạng này chỉ có ảnh hưởng về mặt thẩm mỹ, đó là các trường hợp bề mặt công trình bị dây bẩn (dầu, mỡ, vệt vôi, xi măng...), lớp màu bị chảy vữa khi thi công, các lớp có màu khác nhau, mối nối giữa các lớp đổ bêtông xấu... hoặc chỉ có ảnh

hưởng hạn chế như bọt, gãy, phần tăng cục bộ, lẫn các thứ linh tinh (gỗ, giấy, đinh) trên bề mặt công trình. Những vết nứt có thể xuất hiện trên bề mặt công trình, chúng có thể chỉ là hậu quả của các mẩu dây buộc, đinh để lại ở đáy ván khuôn trước khi đổ bêtông hoặc sự chảy nước gỉ trong trường hợp đổ bêtông vào thời kỳ nhiều mưa, nhưng nó cũng có thể là biểu hiện bên ngoài của sự gỉ cốt thép, điều này là trầm trọng hơn. Sự rã lớp mặt, nhũ đá, các vết nứt canxi vết ố, vết nở hoa cho thấy rõ có nước chảy qua bêtông thoát ra dưới các vết nứt. Nước chảy này có thể vẫn còn tiếp diễn hoặc cũng có thể là đã ngừng sau khi sửa chữa.

Để xác định chính xác hai hiện tượng trên, cần có sự theo dõi liên tục, định kỳ nhất là trong những thời kỳ mưa nhiều.

Sự phồng rộp có thể là dấu hiệu của một sự phá hoại bên trong của bêtông, có thể phát sinh ở thời kỳ hư hỏng nghiêm trọng. Một sự theo dõi tăng cường đối với công trình để phát hiện khuyết tật này là cần thiết cho việc chẩn đoán và đánh giá. Các khuyết tật còn lại khác (rỗ nhẹ, bọt, ổ sỏi, mòn, tách vỏ) cũng phải được xem xét đừng cho chúng là các khuyết tật nhỏ vì chúng có thể làm giảm hiệu quả bảo vệ cốt thép.

3.1.3.4. Các sai lệch hình học ở quy mô lớn

Không kể đến các trường hợp lún sụt dịch chuyển của giàn giáo, ván khuôn khi thi công, các khuyết tật về mặt hình học ở kết cấu nói chung biểu lộ một sự hoạt động bất thường của gối tựa, móng hoặc của hệ mặt cầu. Tính chất của nó cũng nghiêm trọng ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của kết cấu. Với hệ mặt cầu, sai lệch thường thấy nhất là đường cong uốn của thép trên hoặc mép dưới hệ mặt cầu so với đường cong thiết kế trên mặt cắt dọc, hoặc sự uốn lượn theo mặt bằng của mép ngoài cầu so với đường tim của cầu. Hệ mặt cầu cũng có thể xảy ra sự lún không bình thường do gối tựa, do có bộ phận kết cấu không đủ cường độ và có thể do tác động của sự thay đổi nhiệt. Nói chung những sai lệch hình học này thường dẫn tới sự xuất hiện các vết nứt, các đứt gãy cũng như các hư hỏng khác.

3.1.4. Nhận xét

Ngày nay những sai sót chính do thiết kế đã được phân tích, các chương trình tính toán qua máy tính điện tử đã trở nên càng ngày càng mạnh và cho phép thực thi công việc kiểm định ngày càng có hệ thống đối với các kết cấu. Nhìn chung hiện nay rất ít vấn đề phát sinh do việc tính toán sai, tuy nhiên trong thiết kế vẫn có những vấn đề sai lệch khi những người thiết kế cố tìm cách tối ưu hoá kết cấu và áp dụng các điều kiện sát với quy định. Sau đây là một số cảnh báo:

- Giảm khối lượng bêtông thì sẽ dẫn đến:

+ Tạo ra những ứng suất cắt lớn hơn.

+ Làm tăng lượng thép và gây khó khăn khi đổ bêtông.

- Cáp dự ứng lực cường độ quá cao và chiều dài quá lớn.

Thông thường những nhà thiết kế thường chỉ chú ý đến kết quả tính toán kết cấu mà không chú ý đến sự thiệt hại nếu như những điều kiện cấu tạo không được tôn trọng. Đặc biệt chúng ta đã thấy trong nhiều trường hợp, nước là một thông số làm tăng mức độ hư hỏng của công trình. Một bản thiết kế tốt phải chú ý đến cả điều kiện xử lý nước thải, tạo điều kiện thuận lợi cho lớp mặt không bị thấm nước. Những hư hỏng lớn thường gặp trong những công trình gần đây chủ yếu liên quan tới quá trình thi công. Vì vậy sự thành công của một công trình trước hết phụ thuộc vào chất lượng công tác giám sát thi công.

3.2. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA ĐỐI VỚI CẦU BTCT VÀ BTCT DỰ ỨNG LỰC

3.2.1. Ý nghĩa của công tác kiểm tra

Kết cấu bêtông vốn có tính bền vững. Loại trừ những hư hỏng do tính toán thiết kế sai, do sự thay đổi quá lớn về mức độ sử dụng, do sai sót nghiêm trọng trong thi công thì các khuyết tật và hư hỏng trong kết cấu bêtông thường chỉ có các tính chất cục bộ, diễn biến chậm, có thể phát hiện một cách dễ dàng và độ bền vững cũng như tuổi thọ của chúng sẽ không bị ảnh hưởng nếu như chúng được xử lý ngay lập tức. Chính vì vậy công tác theo dõi thường xuyên, kiểm tra chi tiết định kỳ hoặc kiểm tra đặc biệt đối với công trình bêtông dự ứng lực để trên cơ sở đó quyết định các biện pháp duy tu, bảo dưỡng, sửa chữa hoặc tăng cường công trình đúng lúc là vô cùng quan trọng trong công tác quản lý.

3.2.2. Mục đích của các công tác kiểm tra

Để nắm bắt được những hư hỏng hay khuyết tật của dầm BTCT và bêtông dự ứng lực, những mục tiêu tổng quát sau đây phải được quan tâm:

- Thực hiện kiểm tra để tạo khả năng có thể nắm bắt được những hư hỏng ngay từ đầu.

- Nắm bắt được đầy đủ khả năng diễn biến đối với những hư hỏng đã được phát hiện.

- Dự đoán càng chính xác càng tốt về thời gian xuất hiện của những hư hỏng.

- Đánh giá, phân loại công trình một cách thích hợp căn cứ vào dạng, loại hư hỏng, vị trí xuất hiện mà điều tra nguyên nhân, xét đoán sự diễn biến của chúng trong tương lai.

- Thực hiện một cách thích hợp việc xác định phương pháp sửa chữa để đạt hiệu quả cao.

3.2.3. Phân loại các công tác kiểm tra

3.2.3.1. Công tác kiểm tra được phân thành 3 loại (giống như đối với cầu thép - mục 2.3.2)

3.2.3.2. Những yêu cầu chung đối với các công tác kiểm tra

3.2.3.2.1. Kiểm kê

Tất cả công tác kiểm tra sẽ được chương trình hoá và thực hiện một cách có hiệu lực nếu trong các đơn vị quản lý có những bản thống kê những công trình mà mình chịu trách nhiệm và bản thống kê này luôn luôn được bổ sung đầy đủ. Hiện nay việc ứng dụng tin học để quản lý các công trình là vô cùng thuận tiện. Các bảng thống kê công trình cần xác định chính xác vị trí năm xây dựng, tên cơ quan quản lý, các thông số kỹ thuật chủ yếu của công trình. Ngoài ra cần phải đặt trên tất cả các công trình một phiếu nhận dạng mà mẫu của chúng đã được ghi trong phụ lục 1.

3.2.3.2.2. An toàn

Sự an toàn là một yếu tố không thể thiếu được để thực hiện tốt các công tác kiểm tra. Các điều kiện để đảm bảo an toàn cần phải được tính đến ngay từ khi thực hiện, vấn đề này có liên quan đến tổ chức và từng cá nhân người thực hiện kiểm tra. Do đó, tại mỗi đơn vị quản lý cần:

- Xây dựng quy chế đối với tổ chức cũng như đối với các cá nhân có trách nhiệm kiểm tra công trình.

- Chuẩn bị các trang bị an toàn lao động: quần áo bảo hộ, mũ, giầy, đèn tín hiệu, dây bảo hiểm, các phương tiện cấp cứu.

- Bố trí những thiết bị an toàn cho công tác kiểm tra như lan can, các điểm treo chắc chắn, các bảng tín hiệu...

3.3. PHÂN TÍCH SỰ ĂN MÒN BTCT CỦA CÔNG TRÌNH BIỂN VÀ VEN BIỂN

Song song với sự phát triển của cụm kinh tế lớn vấn đề bảo vệ và sửa chữa các công trình xây dựng dưới tác động xâm thực của môi trường ven biển ngày càng trở nên cấp bách. Thực tế ở Việt Nam cho thấy phần lớn các công trình BTCT ven biển chỉ có độ bền 40 - 50% tuổi thọ dự kiến. Để có thể đảm bảo và kéo dài tuổi thọ kết cấu BTCT trong vùng biển thì cần có các biện pháp bảo vệ từ đầu thông qua công đoạn thiết kế và thi công tương ứng với điều kiện môi trường cũng như có công nghệ duy tu - sửa chữa phù hợp với tính chất đặc thù của công trình biển.

3.3.1. Tính chất xâm thực của môi trường ven biển Việt Nam

Môi trường xâm thực ven biển có thể được phân chia làm 3 vùng: vùng ngập nước, vùng nước lên xuống, vùng khí quyển trên biển và ven biển. Tuỳ theo tính chất xâm thực của từng vùng mà quá trình ăn mòn bêtông và cốt thép có khác nhau.

Nước biển Việt Nam, cũng như của nhiều nơi khác trên thế giới, có chứa một số muối mang tính xâm thực tới bêtông và cốt thép như NaCl 2,7%, $MgCl_2$ 0,32%, $MgSO_4$ 0,2%,

$CaSO_4$ 0,13%, $KHCO_3$ 0,02%. Vùng gần cửa sông nồng độ các chất nói trên có giảm. Khí quyển biển khác so với trong nội địa, có chứa lượng ion clorua cao. Ảnh hưởng của khí quyển có thể vào sâu trong đất liền tới trên 5km. Với độ cao từ 70 - 100m cách mặt biển, nồng độ ion Cl^- đã bị loãng đáng kể. Hàm lượng muối Cl^- ở miền Nam nhìn chung cao hơn miền Bắc. Các số liệu khảo sát góp phần hoạch định vùng được gọi là "Khí quyển ven biển" trong quá trình thiết kế và thi công công trình biển. Để so sánh có thể dẫn chứng ví dụ Tiêu chuẩn Úc AS3600 phân vùng khí quyển ven biển thành hai miền: 0 - 1km từ 1 - 50km cách mép biển. Kết cấu BTCT được bảo vệ ở các cấp khác nhau tuỳ theo từng miền. Ngoài các nhân ion Clorua, khí quyển ven biển Việt Nam còn có một số tính chất đặc thù của vùng khí hậu nhiệt đới ẩm, các yếu tố như độ ẩm, nhiệt độ và sự thay đổi thời tiết theo chu kỳ khô ẩm cũng có ảnh hưởng đáng kể tới tốc độ ăn mòn bêtông và cốt thép (xem bảng 3.1).

Bảng 3.1: Các thông số khí hậu ở một số địa phương ven biển Việt Nam

Địa phương	Dao động nhiệt độ không khí trong năm, (°C)	Độ ẩm trung bình năm, (%)	Lượng mưa trung bình năm, (mm)	Số ngày sương mù trong năm, (ngày)
Thành phố Hạ Long	15,8 - 28,5	82,0	2016,2	15,0
Hải Phòng	16,3 - 28,2	85,0	1808,2	38,3
Vinh	17,6 - 29,6	85,0	1994,3	26,8
Đà Nẵng	21,3 - 29,1	82,0	2041,5	3,3
Nha Trang	23,8 - 28,4	80,0	1358,9	0,3
Vũng Tàu	25,6 - 28,9	78,0	1346,8	0
Cà Mau	25,1 - 27,9	84,0	2365,7	4,9
Rạch Giá	26,0 - 29,0	81,0	2056,9	0,6

Nét đặc trưng cơ bản của khí hậu Việt Nam là độ ẩm rất cao (> 80%). Nhiệt độ trung bình tương đối lớn. Miền Nam có nhiệt độ cao hơn miền Bắc. Tuy nhiên miền Bắc lại có biên độ dao động nhiệt độ lớn hơn miền Nam và kèm theo nhiều ngày sương mù, gây ẩm ướt trực tiếp bề mặt kết cấu. Một yếu tố cần phải kể tới nữa là hiện tượng mưa rào đột ngột ở Việt Nam tạo nên các chu kỳ khô ẩm và làm tăng tốc quá trình thấm lượng muối lớn vào đất liền. Tổng hợp tất cả các yếu tố khí hậu nói trên kết hợp với nồng độ muối Cl^- cao trong không khí cho thấy khí quyển ven biển Việt Nam là môi trường xâm thực mạnh tới kết cấu BTCT và có những nét đặc thù riêng so với các vùng biển khác trên thế giới.

3.3.2. Hiện trạng và nguyên nhân ăn mòn BTCT vùng ven biển Việt Nam

Dọc theo ven biển Việt Nam từ Bắc vào Nam hiện nay có rất nhiều công trình BTCT được xây dựng với các niên hạn khác nhau.Trong một nghiên cứu trên hơn 30 công trình BTCT đã được khảo sát nằm trong các vùng xâm thực khác nhau của môi trường ven biển, người ta đã thấy là trong môi trường khí quyển ven biển có trên 50% công trình đã bị ăn mòn toàn diện, niên hạn sử dụng ít hơn 30 năm. Trong số công trình ngập nước và trên biển, chịu tác động của vùng thuỷ triều lên xuống có tới 70% đã bị hư hỏng nặng và niên hạn sử dụng cũng không quá 30 năm. Đặc biệt có những công trình chỉ sau 5 - 10 năm sử dụng đã bị ăn mòn trầm trọng.

Các số liệu trên đây tuy chưa phản ánh thật chính xác mức độ hư hỏng các công trình ven biển nhưng qua đó có thể thấy rõ một điều là tình trạng thiết kế và thi công như hiện nay các công trình ven biển đang bị xuống cấp nghiêm trọng làm giảm đáng kể hiệu quả đầu tư xây dựng cơ bản.

3.3.2.1. Ăn mòn bêtông

Thực tế cho thấy bêtông chỉ bị ăn mòn ở vùng ngập nước và vùng nước thuỷ triều lên xuống. Phổ biến là ăn mòn ở dạng rửa trôi. Đặc biệt là tại các vị trí chịu tác động mài mòn của sóng biển, quá trình này càng thể hiện rõ nét hơn. Hiện tượng rửa trôi đá xi măng trong nước biển được giải thích bởi các phản ứng tạo sản phẩm hoà tan $Ca(HCO_3)$ và $CaCl_2$ giữa các chất xâm thực trong nước biển như H_2CO_3, $MgCl_2$... với $Ca(OH)_2$ tự do và CaO trong thành phần sản phẩm thuỷ hoá.

Các số liệu phân tích độ pH của bêtông trên một số công trình lâu năm trong môi trường nước biển cũng khẳng định nhận định trên (bảng 3-2).

Bảng 3.2: Độ pH và cường độ của bêtông trên một số kết cấu lâu năm trong nước biển

Tên công trình (Niên hạn)	pH theo chiều sâu, cm						Cường độ bề mặt, daN/cm^2
	0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	
Cảng cá Vũng Tàu (35 năm)	8,43	10,4	11,32	11,35	11,3	11,36	97,0
Cảng hoa tiêu Vũng Tàu (32 năm)	11,6	11,6	11,65	11,65	11,65	11,65	112,5
Cảng Hòn Gai (95 năm)	10,5	10,9	11,2	11,5	11,8	11,8	105,0

Ghi chú: Độ pH ban đầu trong bêtông khoảng 12,5

Hiện tượng "ăn mòn sunfat" như nứt rạn bề mặt hầu như không thấy xuất hiện kể cả các công trình lâu năm trên và trong biển. Tuy nhiên không phải tất cả bêtông đều bị ăn mòn nhanh chóng trong nước biển. Ví dụ, bêtông trên các công trình cảng than Cọc 5,

cảng Tiên Sa - Đà Nẵng. Cảng xuất nhập khẩu Vũng Tàu... vẫn còn rắn chắc, cường độ bề mặt dao động khoảng 300 - 400 daN/cm^2. Các chỉ số phân tích thành phần bêtông cho thấy mặc dù ngâm lâu dài trong nước biển nhưng hiện tượng ăn mòn đã không xảy ra hoặc nếu có thì cũng không đáng kể.

3.3.2.2. Ăn mòn cốt thép

Kết cấu BTCT có thể phá huỷ bởi ăn mòn bêtông hoặc ăn mòn cốt thép, trong vùng biển hiện tượng thường xuyên hơn là ăn mòn cốt thép dẫn tới nứt lớp bêtông bảo vệ và phá huỷ toàn bộ kết cấu, thực trạng này thường gặp ở các công trình hay bộ phận công trình nằm trong vùng nước thuỷ triều lên xuống hoặc trên bờ biển. Điều kiện cần để cốt thép bắt đầu gỉ là độ pH trong bêtông giảm dưới giá trị 11,0 hoặc hàm lượng Cl tự do vượt quá ngưỡng 0,2 - 0,4% xi măng. Để quá trình ăn mòn cốt thép phát triển mạnh thì còn phải cần tới ôxy và hơi nước thẩm thấu vào bêtông. Sự suy giảm pH của bêtông trong vùng biển được gây nên bởi quá trình rửa trôi (như đã phân tích ở trên) hoặc quá trình cacbonat hoá trong khí quyển. Trong thực tế các quá trình trên diễn ra tương đối chậm và thường không phải là nguyên nhân chính gây gỉ cốt thép. Ở đây sự tích tụ ion Cl trong bêtông qua quá trình sử dụng mới là nguyên nhân chính dẫn tới gỉ cốt thép. Tốc độ khuếch tán ion Cl phụ thuộc vào bản thân lớp bêtông bảo vệ (chiều dày, khả năng chống thẩm thấu) và phụ thuộc vào điều kiện môi trường. Tại các chiều sâu 2cm từ bề mặt bêtông, độ pH của bêtông vẫn còn cao và không có sự khác biệt nhiều giữa vùng không khí biển và vùng nước lên xuống. Trong khi đó hàm lượng Cl đã ngấm vào ở mức cao đủ khả năng gây gỉ cốt thép và mức độ thẩm thấu ở vùng nước lên xuống lớn hơn gấp 2 - 3 lần vùng khí quyển biển. Điều này minh hoạ cho tính chất khắc nghiệt khác nhau giữa các vùng xâm thực của môi trường biển và đòi hỏi phải có biện pháp bảo vệ tương ứng.

3.3.2.2.1. Xử lý số liệu xác định mức độ xâm thực clo

a) Quá trình xâm thực clo

Cơ chế gây gỉ do clo đã được trình bày trong nhiều tài liệu. Quá trình xâm thực ion Cl^- trong bêtông có thể diễn tả bằng định luật Fick :

$$C_{x,t} = C_0 \left(1 - \text{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_c \, t}} \right) \qquad (3.3)$$

trong đó :

$C_{x,t}$ là nồng độ ion Cl^- xâm thực trong bêtông tại thời điểm t ở độ sâu x.

C_0 là nồng độ ion Cl^- hấp thụ trên bề mặt bêtông với giả thiết không thay đổi và là một hằng số (kg/cm^3).

x là chiều sâu xác định nồng độ ion Cl^- (cm).

D_c là hằng số xâm thực của nồng độ ion Cl^- (cm^2/năm).

t là thời gian khai thác công trình (năm).

erf là hàm độ sai (còn gọi là tích phân xác suất sai số) tính như sau :

$$\mathrm{erf}(z) = \frac{2}{\pi}\int_0^z e^{-t^2}dt \qquad (3.4)$$

Phương trình (3.3) là phương trình cơ bản trong nghiên cứu đánh giá mức độ xâm thực clo. Từ phương trình trên có thể dự báo được thời gian cốt thép bắt đầu bị gỉ, lựa chọn chiều dày lớp bêtông bảo vệ với một thời gian yêu cầu cho trước trong các bài toán thiết kế mới hoặc sửa chữa.

b) Xử lý xác định C_0 và D_c

Để sử dụng được phương trình trên cần phải xác định được hai hệ số quan trọng là C_0 và D_c.

C_0 là hàm lượng clo hấp thụ trên bề mặt bêtông. Tuy nhiên do điều kiện môi trường trước khi lấy mẫu (có thể do mưa, gió...), giá trị C_0 ngay trên bề mặt bêtông thường không phải là lớn nhất. Giá trị C_0 được coi là hằng số và lớn nhất thường cách bề mặt từ 5-15mm. Tại Mỹ thường lấy hàm lượng clo tại độ sâu 0,5 in (1,27cm) được coi là giá trị C_0.

D_c là hằng số xâm thực của ion Cl^-, nó phụ thuộc độ đặc chắc của bêtông, khả năng liên kết giữa ion Cl^- và các khoáng chất có trong xi măng và điều kiện môi trường. Tại các nước phát triển, để xác định chính xác D_c, cần có một chương trình nghiên cứu cơ bản quy mô trên phạm vi toàn lãnh thổ. Việc tính toán D_c dựa vào phương trình (3.3) theo phương pháp bình phương nhỏ nhất. Tại các nước có điều kiện vùng và lãnh thổ khác nhau nhưng chưa có điều kiện nghiên cứu cơ bản như Việt Nam, việc xác định chính xác D_c trong tính toán còn nhiều khó khăn. Việc đánh giá mức độ xâm thực clo ở Việt Nam mới chỉ bắt đầu được quan tâm khoảng từ 1995 trở lại đây chủ yếu là phục vụ đánh giá các cầu cần phải kiểm tra đánh giá khi tiến hành các dự án nâng cấp các QL 1A, QL 51...

Để xác định C_0 và D_c cần tiến hành :

- Khoan lấy mẫu bột bêtông trên bêtông cần đánh giá theo từng độ sâu (thường từ 0-10mm, 10-20mm, ... 50-60mm).
- Phân tích hàm lượng clo của các mẫu trong các phòng thí nghiệm.

Dựa trên các kết quả phân tích mẫu và công thức trên để xác định C_0 và D_c.

Dựa vào các số liệu hiện có tại Trung tâm KHCN Bảo vệ công trình và phương tiện vận tải thuộc Viện Khoa học và Công nghệ GTVT (đặc biệt là các số liệu phân tích phục vụ đánh giá các cầu trên đoạn Vinh-Đông Hà thuộc QL 1A, Đông Hà-Đà Nẵng), đã tiến

hành xử lý tìm D_c cho một số cầu cụ thể và qua đó cố gắng rút ra một nhận xét nào đó. Một số kết quả xử lý trong một số vùng có các cầu đã đánh giá trình bày trong bảng 3.3. Đây chỉ là những kết quả thu thập được trong quá trình kiểm tra đánh giá cầu BTCT, chưa phải là kết quả nghiên cứu có hệ thống theo một chương trình được hoạch định sẵn. Những kết quả này cho thấy hệ số xâm thực clo ở Việt Nam tương đối cao và có ảnh hưởng lớn đến tuổi thọ của kết cấu BTCT. Những cầu chịu khí hậu ven biển, độ ẩm và nhiệt độ cao có hệ số xâm thực clo khá lớn. Với chiều dày lớp bêtông bảo vệ vào khoảng từ 30 đến 40mm, cốt thép có thể bị gỉ do clo và ảnh hưởng đến khả năng khai thác của cầu.

Bảng 3.3 : Hệ số xâm thực clo của một số vùng

Vùng miền	Tên các cầu	Số mẫu phân tích	Hệ số xâm thực clo D_c trung bình
Miền Bắc (một số cầu ở Hà Nội, Hà Tây)	Cầu Trôi, cầu Kim Sơn, cầu Diễn, cầu Thanh Quang, cầu Phú Thứ...	18	2.897×10^{-12} m²/s (0,914 cm²/năm)
Miền Trung (một số cầu trên QL1A, ở Quảng Trị...)	Cầu Trí, cầu Rong, cầu Khe Nước, cầu Bà Nơi, cầu Nước Mặn, cầu Dăng Dây, cầu Điện, cầu Bảo Đài, cầu Khe Cày, cầu Châu Thị...	60	6.725×10^{-12} m²/s (2,120 cm²/năm)
Miền Nam (một số cầu ở TP Hồ Chí Minh và lân cận...)	Cầu Thai Thai, cầu Bà Đội, cầu Thi Đua, cầu Bà Tiếng, cầu Chợ Đệm, cầu Suối Cái, cầu Bến Mương...	60	9.054×10^{-12} m²/s (2,860 cm²/năm)

c) Ngưỡng ăn mòn cốt thép do clo

Theo nhiều nghiên cứu, hàm lượng clo gây ăn mòn cốt thép phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau (độ pH, thành phần khoáng chất của xi măng, độ ẩm và lượng oxy khuếch tán ở miền lân cận cốt thép trong bêtông...). Theo các nghiên cứu đã công bố, quá trình gỉ cốt thép có thể bắt đầu khi hàm lượng clo có trong bêtông nằm trong khoảng 0,200÷0,202 % hàm lượng xi măng. Đối với bêtông chế tạo từ xi măng Poocland thường có độ pH=12÷13. Một số nghiên cứu đã đề nghị sử dụng ngưỡng ăn mòn clo là 0,4% trọng lượng xi măng hoặc là 0,06% trọng lượng bêtông.

3.3.2.2.2. Xử lý số liệu xác định mức độ xâm thực cacbonat

a) Quá trình xâm thực cacbonat

Một trong những nguyên nhân gây suy giảm chất lượng bêtông và gây gỉ cốt thép là bêtông bị cacbonat hóa. Theo Fick, mức độ xâm nhập cacbonat tuân theo luật căn bậc hai :

$$x = K_c\sqrt{t} \qquad (3.5)$$

trong đó: x là chiều sâu xâm thực cacbonat (mm); K_c là hệ số cacbonat hóa (mm/(năm)$^{0.5}$; t là thời gian (năm);

Hệ số cacbonat hóa có thể dùng để đánh giá chất lượng bêtông

- Nếu $K_c < 3$ mm/(năm)$^{0.5}$ thì chất lượng bêtông được coi là tốt.
- Nếu $K_c > 6$ mm/(năm)$^{0.5}$ thì chất lượng bêtông được coi là kém.

b) Xác định hệ số cacbonat hóa

Để đánh giá mức độ xâm thực cacbonat, dùng chất chỉ thị mầu là Phenoltalein để kiểm tra. Nếu độ pH > 8,3 thì bề mặt bêtông khi cho chất chỉ thị mầu sẽ có mầu đỏ, bêtông có chất lượng còn tốt. Nếu biến thành màu xanh thì bêtông đã bị xâm thực cacbonat. Đo chiều sâu xâm thực và xử lý tương quan sẽ tìm được hệ số cacbonat hóa K_c.

Ở Việt Nam, hiện nay cũng chưa có các nghiên cứu cơ bản về mức độ xâm thực cacbonat trên toàn lãnh thổ. Trong quá trình thực hiện đánh giá cầu ở các miền, một số kết quả kiểm tra đã được thống kê trong bảng 3.4.

Bảng 3.4 : Hệ số xâm thực cacbonat của một số vùng

Vùng miền	Tên các cầu	Số mẫu	Hệ số xâm thực cacbonat trung bình
Miền Bắc (một số cầu ở Hà Nội, Hà Tây)	Cầu Trôi, cầu Kim Sơn, cầu Diễn, cầu Thanh Quang, cầu Phú Thứ...	18	6.734 mm/(năm)$^{0.5}$
Miền Trung (một số cầu trên QL1A, ở Quảng Trị...)	Cầu Trí, cầu Rong, cầu Khe Nước, cầu Bà Nơ , cầu Nước Mặn, cầu Dăng Dây, cầu Điện, cầu Bảo Đài, cầu Khe Cày, cầu Châu Thị...	60	5.214 mm/(năm)$^{0.5}$
Miền Nam (một số cầu ở TP Hồ Chí Minh và lân cận...)	Cầu Thai Thai, cầu Bà Đội, cầu Thi Đua, cầu Bà Tiếng, cầu Chợ Đệm, cầu Suối Cái, cầu Bến Mương...	60	5.872 mm/(năm)$^{0.5}$

Qua phân tích các kết quả đó có thể rút ra nhận xét : Do ảnh hưởng của độ ẩm môi trường và chất lượng thi công bêtông tương đối kém, hệ số xâm thực cacbonat ở Việt Nam tương đối cao.

Xét về bản chất vật liệu, bêtông và BTCT được cấu thành từ các vật liệu thông thường như hiện nay, không phải là không sử dụng được trong môi trường biển. Cho tới nay

bêtông và BTCT vẫn là những dạng hình vật liệu phù hợp đối với các công trình biển. Vấn đề cần phải xem xét là những nguyên nhân gì đã dẫn tới sự suy giảm độ bền nhanh chóng của các công trình ven biển Việt Nam. Qua quá trình khảo sát sự cố hư hỏng do ăn mòn của một số công trình ven biển Việt Nam có thể đúc rút những kết luận chính sau:

- *Mác (cấp) bêtông và chiều dày lớp bảo vệ không phù hợp với môi trường biển:* Theo TCVN 5577 - 91 bêtông chịu lực được thiết kế có thể tới mác 200 và chiều dày lớp bảo vệ được phép tối thiểu 15 - 20 mm. Với các thông số trên bêtông không đủ khả năng bảo vệ cốt thép lâu dài trong môi trường biển và có khả năng không bền trong môi trường nước biển. Đó là chưa tính tới trình độ thi công kém còn làm giảm 30 - 40% chất lượng so với yêu cầu thiết kế.

Sử dụng các vật liệu đầu vào có nhiễm mặn cao: Do chưa có quy định giới hạn hàm lượng Cl^- ban đầu trong bêtông nên dẫn tới việc sử dụng tuỳ tiện cát nhiễm mặn hoặc nước lợ để chế tạo bêtông. Đã có nhiều trường hợp hàm lượng Cl ban đầu lên tới 6 - 7kg/m^3 (như công trình bệnh viện K67) trong khi thường chỉ được phép từ 0,6 - 0,8 kg/m^3. Với hàm lượng Cl như trên đủ để gỉ cốt thép trong thời hạn rất ngắn.

- *Giải pháp hoặc chi tiết thiết kế không phù hợp với môi trường biển:* Ở đây có thể kể tới việc không lựa chọn từ ban đầu cấp nứt tối đa cũng như không khống chế được các vết nứt phát sinh do tính toán thiếu tải trọng sóng và gió biển hoặc thiếu các chi tiết xử lý mối nối, mạch ngừng thi công, cấu tạo kiến trúc... Tất cả các khiếm khuyết góp phần cho môi trường xâm thực có điều kiện tiếp cận nhanh tới cốt thép hoặc tạo các vị trí ẩm ướt thường xuyên trên công trình và đẩy nhanh quá trình gỉ cốt thép.

- *Thiếu biện pháp bảo vệ bổ sung cho công trình biển:* Có nhiều trường hợp, vì các lý do kinh tế - kỹ thuật mà kết cấu BTCT được thiết kế với chiều dày bảo vệ mỏng (như các kết cấu sàn ô văng, lan can...) hoặc với lớp bảo hộ không đủ năng lực bảo vệ trong môi trường xâm thực khắc nghiệt. Khi đó do không áp dụng các biện pháp bảo vệ hỗ trợ như sơn, trát phủ, bọc ngoài hoặc tăng cường độ chống thấm hay khả năng bảo vệ cốt thép của bêtông phụ bằng phụ gia... độ bền của BTCT cũng bị suy giảm mạnh.

3.3.3. Về bản chất hoá học của các quá trình ăn mòn bêtông

3.3.3.1. Khái niệm

Tuổi thọ của các công trình xây dựng do nhiều yếu tố đồng thời tác dụng tới, trong đó có yếu tố phá hoại của môi trường đặc biệt là môi trường biển đối với bêtông và BTCT. Vấn đề này đã được các nước trên thế giới quan tâm nghiên cứu từ những năm 70 và 80 của thế kỷ trước. Có số liệu ở một số vùng biển như sau:

Bảng 3.5. Thành phần hoá học của nước biển (mg/l)

Số TT	Tên các ion và các chất	Nước biển ở các vùng			
		Cảng Hòn Gai	Cảng Hải Phòng	Cảng Vũng Tàu	Mỏ dầu Bạch Hổ
1	Na^+	-	-	7700	10133
2	K^+	-	-	500	550
3	Ca2$^+$	176 - 1665	16 - 559	330,6	400
4	Mg^{2+}	220 - 1250	2 - 1089	1008,95	1239,91
5	Cl^-	6522 - 17932	9 - 18522	14232	18612
6	SO_4^{2-}	1421 - 2574	2 - 2269	2019,64	2608,5
7	HCO_3^-	88 - 146	70 - 141	105,09	79,33
8	CO_3^{2-}	-	-	20	15
9	SiO_2	-	-	-	0,77
10	Ôxyt hoà tan	0,68 - 9,79	0,89 - 13,5	5,96	6,80
11	Độ muối ($^0/_{00}$)	23,08 - 31,175	0,084 - 32,125	27	33,80
12	Tổng độ kiềm	-	-	102	115
13	pH	7,8 - 8,4	7,5 - 8,3	8,5	8,6

Người ta tiến hành xác định hàm lượng muối Clorua và sunphát sa lắng trên bề mặt vải khô vùng khí quyển trên biển Bạch Hổ. Trong đó, hàm lượng muối NaCl là 328,3mg/m^2 tháng, còn hàm lượng muối Na_2SO_4 là 109,7mg/m^2 tháng. Các kết quả trên chứng tỏ hàm lượng các muối trong nước biển và không khí biển là rất lớn. Như vậy các công trình dưới biển, trên biển và ven biển đều bị ảnh hưởng bởi sự ăn mòn của nước biển và không khí biển. Ở nước ta, các nhà xây dựng đã chú ý tới sự phá hoại của môi trường này, song các chủng loại xi măng sản xuất ở nước ta còn rất đơn điệu, các vật liệu và phụ gia sử dụng vào mục đích chống ăn mòn của môi trường biển còn quá thiếu trên thị trường vật liệu xây dựng.

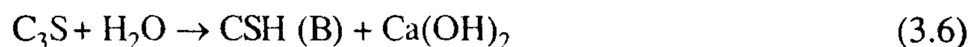
Trong hoàn cảnh hiện nay, nếu nhận thức được các nguyên nhân ăn mòn bêtông trong môi trường biển, chúng ta có thể tìm ra giải pháp khắc phục khó khăn trên một cách có hiệu quả. Chúng ta đã biết, sản phẩm hydrat hoá xi măng là các hydrocanxisilicát dạng bền nhiệt động nhất CSH (B), các hydrocanxiAluminát, hydrocanxi - feroalumosilicát dạng bền nhiệt động nhất là C_3AH_6, $C_3(A,F)H_6$ các hydroxit $Ca(OH)_2$, $Al(OH)_3$, các hydrocanxi sunphoaluminát v.v...

Trong các sản phẩm hydrat hoá xi măng có $Ca(OH)_2$ và C_3AH_6. Hàm lượng $Ca(OH)_2$ trong đá xi măng từ 10 - 18% (tính chuyển thành CaO) phụ thuộc vào thời gian đóng

rắn. Trong nước ngọt, độ hoà tan của $Ca(OH)_2$ là 1,3g/l. Nhưng nước biển có NaCl và Na_2SO_4, nên độ hoà tan của $Ca(OH)_2$ là lớn hơn so với nước ngọt. Vì vậy, khi đá xi măng và BTCT tiếp xúc với nước, nhất là nước biển xảy ra sự chiết kiềm, nghĩa là hàm lượng $Ca(OH)_2$ giảm đến giá trị tới hạn đối với mỗi sản phẩm hydrat xi măng thì các sản phẩm này bắt đầu có sự phân huỷ, thí dụ: Khi nồng độ CaO < 1,1g/l, Các hydrocanxisilicát có độ basic cao sẽ phân huỷ thành hydrocanxialuminát có độ basic cao (C_4AH_6). Trong thực tế cường độ bêtông bị giảm ngay từ khi $Ca(OH)_2$ bị rửa trôi mới chỉ một phần. Theo số liệu Moskvin, sự chiết kiềm 15 - 30% $Ca(OH)_2$ so với tổng hàm lượng của nó trong đá xi măng, cường độ giảm 40 - 50%. Sự chiết kiềm xảy ra mạnh mẽ đặc biệt khi nước, hoặc nước biển bị lọc qua bêtông dưới áp lực (thí dụ áp lực do mực nước chênh lệch, áp lực do sóng v.v...). Khi đó trên bề mặt bêtông xuất hiện lớp mỏng trắng mà ta gọi là sự "chết trắng" của bêtông.

Để chống lại sự ăn mòn bêtông do chiết kiềm có thể:

- Sử dụng xi măng có hàm lượng khoáng C_3S thấp. Vì $Ca(OH)_2$ trong bêtông chủ yếu do khoáng C_3S thuỷ hoá giải phóng ra theo phản ứng sau:



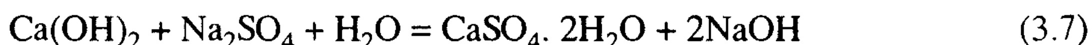
$$C_3S + H_2O \rightarrow CSH\ (B) + Ca(OH)_2 \quad (3.6)$$

- Có thể nghiền chung Clinker xi măng poóclăng, thạch cao và phụ gia thuỷ, hoặc có thể nghiền riêng phụ gia thuỷ, sau trộn đều với xi măng poóclăng gốc.

Nếu chế tạo bêtông cho các công trình biển cần sử dụng phụ gia hoạt tính có hàm lượng SiO_2 càng cao và hàm lượng Al_2O_3 càng thấp càng tốt. Vì SiO_2 hoạt tính sẽ tác dụng với $Ca(OH)_2$ có độ hoà tan lớn tạo thành hydro canxi silicát - CSH (B) có độ hoà tan nhỏ không bị tách chiết ra môi trường nước. Nếu phụ gia hoạt tính có hàm lượng oxit nhôm hoạt tính lớn thì oxít nhôm cũng tác dụng với $Ca(OH)_2$ tạo thành chất có độ hoà tan nhỏ là hydro canxi aluminát. Nhưng hydrocanxisilicát lại chính là nguyên nhân sinh ra sự ăn mòn sunphát sẽ trình bày tiếp sau này. Những phụ gia hoạt tính phù hợp cho mục đích này ở miền Trung có thể nghiên cứu sử dụng diatômít phong hoá, đá bọt (phún trào bazan) có hàm lượng Al_2O_3 và kiềm thấp.

3.3.3.2. Ăn mòn sunphát

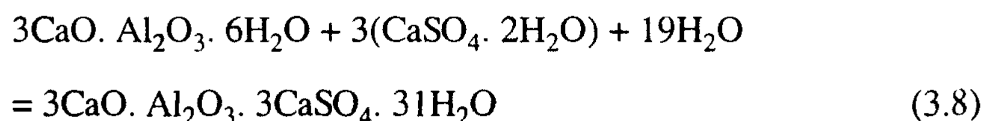
Nước biển ngoài muối NaCl còn có một loạt muối khác như Na_2SO_4, $MgSO_4$. Các muối khoáng trên không những có trong nước biển mà còn có thể có trong nước ngầm ở một số vùng. Vì vậy, khi dá xi măng và bêtông tiếp xúc với môi trường này xảy ra ăn mòn sunphát. Sự ăn mòn của sunphát xảy ra dưới tác dụng của ion SO_4^{2-} liên quan với các cation như Na^+ và Ca^+. Các dạng khác nhau của sự ăn mòn sunphoaluminát. Sự ăn mòn sunphoaluminát xuất hiện trong nước chứa ion SO_4^{2-} lớn hơn 250mg/l. Lúc này, $Ca(OH)_2$ trong đá xi măng và bêtông phản ứng với SO_4^{2-} tạo thành thạch cao theo phản ứng:



$$Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 + H_2O = CaSO_4.\ 2H_2O + 2NaOH \quad (3.7)$$

Thạch cao tạo thành ở phần rắn, thể tích tăng 2,24 lần. Để cân bằng, các hydrosilicát độ basic cao dần dần bị phân huỷ thành các hydrosilicát độ basic thấp và giải phóng ra vôi.

Thạch cao tạo thành lại lần lượt tham gia tác dụng với các hydrocanxialuminát trong đá xi măng và bêtông theo phản ứng:



$$3CaO.\ Al_2O_3.\ 6H_2O + 3(CaSO_4.\ 2H_2O) + 19H_2O$$

$$= 3CaO.\ Al_2O_3.\ 3CaSO_4.\ 31H_2O \quad (3.8)$$

Kết quả tạo thành ettringit ít hoà tan từ C_3AH_6 rắn có thể tích tăng khoảng 2,5 lần so với thể tích ban đầu, nên ứng suất nội trong bêtông xuất hiện và tạo thành các vết nứt làm sao cho sự ăn mòn sunphát nhanh chóng đi sâu vào trong khối bêtông. Nhưng ettringit tạo thành ở pha rắn chỉ khi nồng độ $Ca(OH)_2$ lớn hơn 0,46^g/l (tính theo CaO). Khi nồng độ $Ca(OH)_2$ trong dung dịch không đáng kể, nếu đưa vào xi măng phụ gia hoạt tính thì phản ứng giữa sunphát và aluminát không xảy ra, hoặc xảy ra qua dung dịch nên không gây ra ứng suất phá hoại trong bêtông. Cho nên xi măng poóclăng puzơlan bền với môi trường sunphát hơn xi măng poóclăng thông thường. Khi có mặt ion Cl^-, ăn mòn sunfát xảy ra ở mức độ thấp hơn.

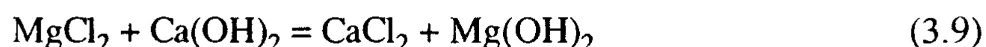
Nếu hàm lượng ion SO_4^{2-} trong nước lớn hơn 1000 mg/l, ăn mòn thạch cao chiếm ưu thế. Vì thạch cao tạo thành lắng đọng trong các lỗ mao quản của đá xi măng.

Khi gia công các sản phẩm bêtông trong nồi hấp (autoclave), độ bền sunphát của bêtông tăng lên. Vì trong trường hợp này các hydrosilicát ít hoà tan CSH (B) và hydrogranát $C_3(A,F)\ S_nH_{6-2n}$ có độ bền sunphát cao được tạo thành.

Qua phân tích về sự ăn mòn sunphát ta thấy, để khắc phục sự ăn mòn sunphoaluminát nên dùng xi măng có hàm lượng khc áng C_3S và C_3A thấp còn khoáng C_4AF ở mức độ vừa phải. Nếu bêtông sử dụng ở nơi không bị nóng lạnh, khô ẩm thay đổi thường xuyên, dùng xi măng poóclăng xỉ thì tốt hơn.

3.3.3.3. Ăn mòn Magiê và Magiê sunphát

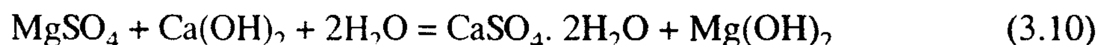
Trong nước biển, ngoài muối sunphát còn có các muối magiê khác nhau hoà tan. Do đó bêtông ngoài ăn mòn sunphát còn bị ăn mòn magiê. Sự tác dụng của magiê lên bêtông phụ thuộc không chỉ vào cation mà cả anio. Khi đó, muối magiê bêtông tham gia tác dụng với Ca(OH) tạo thành muối canxi dễ tan và $Mg(OH)_2$ ít hoà tan sa lắng thành khối xốp.



$$MgCl_2 + Ca(OH)_2 = CaCl_2 + Mg(OH)_2 \quad (3.9)$$

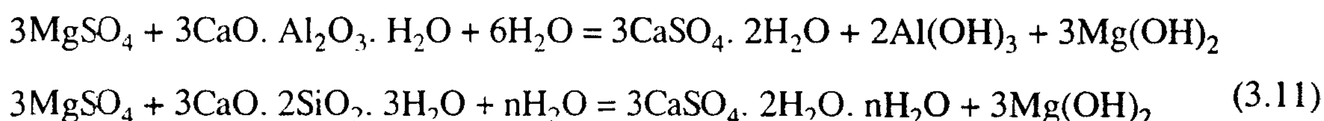
Nếu trong nước có hàm lượng ion magiê lớn hơn 500mg/l thì nước này là nước ăn mòn magiê. Nhưng nước chứa magiê sunphát là nước tác dụng ăn mòn mạnh mẽ nhất

lên đá và bêtông. Nó khác với natri sunphát là nước chứa magiê sunphát không chỉ phản ứng với $Ca(OH)_2$ và hydro aluminát mà còn phản ứng với cả hydrosilicát. Bởi vì, $Mg(OH)_2$ tạo ra do phản ứng:



$$MgSO_4 + Ca(OH)_2 + 2H_2O = CaSO_4.\ 2H_2O + Mg(OH)_2 \qquad (3.10)$$

Có độ hoà tan rất thấp và giá trị của pH (10,5) rất nhỏ, nên các hydroaluminát và hydrosilicát bắt đầu bị phân huỷ giải phóng ra $Ca(OH)_2$. $Ca(OH)_2$ tham gia tác dụng với $MgSO_4$ một lần nữa lại tạo thành $Mg(OH)_2$ và lại bắt đầu tiếp tục hoà tan các hydro silicát. $MgSO_4$ ngoài tác dụng với $Ca(OH)_2$ như phản ứng trên, còn tác dụng với hydro aluminát và hydro silicát theo phản ứng như sau:



$$3MgSO_4 + 3CaO.\ Al_2O_3.\ H_2O + 6H_2O = 3CaSO_4.\ 2H_2O + 2Al(OH)_3 + 3Mg(OH)_2$$

$$3MgSO_4 + 3CaO.\ 2SiO_2.\ 3H_2O + nH_2O = 3CaSO_4.\ 2H_2O.\ nH_2O + 3Mg(OH)_2 \qquad (3.11)$$

Như vậy sự ăn mòn magiê sunphát mạnh hơn đáng kể so với ăn mòn magiê hoặc ăn mòn sunphát thuần tuý. Cho nên, khi có mặt đồng thời ion Mg^{2+} và SO_4^{2-}, nồng độ cho phép giới hạn của chúng cần phải thấp hơn.

Ngoài $Mg(OH)_2$ nếu trong nước chứa các sunphát kim loại khác như Al^{3+}, Zn^{2+} cũng có tác dụng ăn mòn bêtông tương tự. Riêng amoni sunphát ăn mòn bêtông mạnh hơn. Vì $(NH_4)_2SO_4$ tác dụng với $Ca(OH)_2$ tạo thành NH_4OH hoà tan tốt trong nước, cho nên nó tự rửa trôi khỏi bêtông và làm pH giảm đáng kể. Nếu bêtông chế tạo trên cơ sở xi măng sunphát xỉ đủ bền chống lại được tác dụng của dung dịch 0,5% $(NH_4)_2SO_4$.

Như vậy sự thay đổi thành phần khoáng của xi măng ít ảnh hưởng lên độ bền của bêtông trong nước chứa magiê và magiê sunphát.

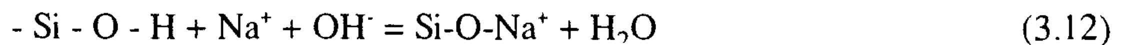
3.3.3.4. Ăn mòn gây ra bởi kiềm của xi măng

Ăn mòn gây ra bởi môi trường xâm thực khác nhau lên đá xi măng và bêtông đã được nghiên cứu từ lâu, nhưng dạng ăn mòn đặc biệt của bêtông trong môi trường không xâm thực mới được quan sát thấy ở những năm 40 của thế kỷ này. Đó là quá trình phá hoại không chỉ bên ngoài mà cả các lớp bên trong của bêtông sau khi xây dựng xong công trình một thời gian dài mới xuất hiện. Nguyên nhân của sự ăn mòn dạng này là do kiềm chứa trong xi măng đã tác dụng với SiO_2 hoạt tính là Opal, Khanxedon, Tridimit, Cristobalit, Thuỷ tính phún xuất, Trepel, Opaka. Người ta thường gặp chúng trong các khoáng chất trầm tích và biến chất như đá dăm, sỏi cuội, quăczit, đá phiến, đá vôi bị dolomit hoá, andezit, zeolit.

Trong thực tế trên thế giới và cả ở nước ta, người ta quan sát thấy dạng ăn mòn này đã gây ra sự phá hoại đường, cầu, đê đập và các công trình kiến trúc khác. Trong tất cả các trường hợp, xi măng sử dụng đều chứa một lượng kiềm đáng kể và cốt liệu của bêtông

có chứa SiO_2 có khả năng phản ứng. Sự phá hoại bắt đầu khép lại, sau đó xuất hiện các vết nứt và tấn công phá hoại hoàn toàn.

Nghiên cứu các công trình đã bị phá hoại thấy rằng, trong tất cả các trường hợp, xung quanh các hạt cốt liệu có khả năng phản ứng đã tạo thành lớp viền ở dạng gel. Bề mặt bên ngoài của các hạt cốt liệu đã bị mềm hoá. Steiner, Pauers, Moskvin và Ronak đã nghiên cứu kỹ và mô tả cơ chế hoá hoạt của nó như sau: Người ta biết rằng, trong môi trường nước, bề mặt SiO_2 có tính axit yếu. Dưới tác dụng của kiềm, bề mặt bị trung hoà theo phản ứng:



$$- Si - O - H + Na^+ + OH^- = Si\text{-}O\text{-}Na^+ + H_2O \qquad (3.12)$$

Khi nồng độ kiềm lớn hơn, liên kết - Si- O- Si bị cắt đứt và dẫn đến sự phân tán SiO_2. Ở nồng độ kiềm xác định, các hydrosilicát kiềm được tạo thành. Trong các lỗ và các lớp trên bề mặt cốt liệu có khả năng phản ứng xuất hiện sự lắng đọng hydrosilicát kiềm với mức độ khác nhau, sau đó tạo thành các vết nứt. Vết nứt xuất hiện là do áp lực xuất hiện ở vùng tiếp xúc giữa cốt liệu đá và xi măng. Áp lực này gây ra phồng sản phẩm phản ứng và hiện tượng thẩm thấu xuất hiện do bán thấm của đá xi măng đối với sản phẩm phản ứng.

Để phòng ngừa dạng ăn mòn này cần giới hạn lượng kiềm trong bêtông, đưa vào phụ gia nghiền mịn để tham gia phản ứng với kiềm còn lại trong giai đoạn đóng rắn ban đầu, hoặc đưa vào bêtông phụ gia cuốn khí, phụ gia kỵ nước v.v... Hiệu quả lớn nhất là loại trừ SiO_2 có khả năng phản ứng ra khỏi bêtông.

Tóm lại, tuổi thọ của các công trình xây dựng bằng bêtông và BTCT bị phá hoại bởi môi trường biển là do tổng hợp của nhiều nguyên nhân. Nguyên nhân nào chiếm ưu thế là tuỳ thuộc vào bản chất và điều kiện tác dụng của môi trường.

Để kéo dài tuổi thọ và tính kinh tế của công trình xây dựng, nên xác định bản chất và mức độ xâm thực mà từng phần bêtông của công trình phải tiếp xúc để chọn vật liệu cho thích hợp, thí dụ:

- Phần bêtông và BTCT của các công trình cầu, cảng, đê đập phải làm việc trong điều kiện nước triều lên xuống, nghĩa là phần bêtông bị tác dụng của môi trường sunphát trong điều kiện nóng, lạnh, khô, ẩm thay đổi theo chu kỳ thì sử dụng xi măng poóclăng bền sunphát theo tiêu chuẩn TCVN 4033 - 1995, hoặc ASTM 150, hoặc TOCT 22266 - 76. Xi măng bền sun phát ở nước ta đã được sản xuất ở một số nhà máy xi măng theo đơn đặt hàng. Nói chung, những nhà máy nào có đủ điều kiện sản xuất được xi măng poóclăng thông thường thì cũng sản xuất được xi măng poóclăng sunphát.

- Nếu cũng kết cấu đó, phần bêtông làm việc thường xuyên dưới đất hoặc dưới nước biển - nước xâm thực sunphát, nhưng dùng xi măng poóclăng bền sunphát có thể không

hợp lý, vì tốc độ phát triển cường độ của xi măng này tương đối chậm và những vị trí này không đòi hỏi những tính chất đặc biệt của xi măng poóclăng bền sunphát, mà chỉ có thể sử dụng xi măng poóclăng puzơlan bền sunphát hoặc xi măng poóclăng xỉ bền sunphát.

- Để tránh sự ăn mòn bởi kiềm của xi măng, nhiều nước quy định hàm lượng kiềm trong clinker ở các nhà máy xi măng phải nhỏ hơn hoặc bằng 0,6%. Hàm lượng kiềm trong clinker ở các nhà máy xi măng ở nước ta đều vào cỡ 1%. Vì vậy, để khắc phục sự ăn mòn kiềm của xi măng cách tốt nhất là loại trừ SiO_2 hoạt tính ra khỏi cốt liệu của bêtông, đặc biệt là bêtông làm việc trong môi trường nước.

Đối với các công trình đặc biệt, người ta có thể:

+ Tạo thành lớp mạng bảo vệ trên bề mặt cốt thép.

+ Thụ động hoá bề mặt cốt thép bằng cách đưa vào bêtông một số phụ gia thường dùng là Nitrit hoặc là Cromat v.v...

+ Tăng bề dầy lớp bêtông bảo vệ.

+ Bảo vệ bề mặt bêtông bằng lớp màng ky nước (silicon) để ngăn cách bêtông không được tiếp xúc trực tiếp với môi trường xâm thực v.v...

3.4. MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH BÊTÔNG HIỆN NAY

3.4.1. Sơ lược về các phương pháp kiểm tra chất lượng công trình đang được sử dụng

Những phương pháp kiểm tra đánh giá được dùng trong 10 năm gần đây, theo mức độ phổ biến, xếp thứ tự như sau:

1. Kiểm tra thông qua thí nghiệm mẫu trong quá trình thi công và các mẫu lưu theo hệ thống.

2. Kiểm tra thông qua kết quả thí nghiệm nõn khoan bêtông tại công trình.

3. Kiểm tra chất lượng công trình bêtông bằng các phương pháp không phá huỷ (NDT).

3.4.1.1. Về phương pháp đánh giá thông qua kết quả thí nghiệm mẫu bêtông lấy kiểm tra

Phương pháp kiểm tra thông qua thí nghiệm mẫu trong quá trình thi công bêtông đã được dùng từ lâu. Tạo mẫu lưu kiểm tra dài ngày được áp dụng với những công trình mới xây dựng gần đây.

Mẫu dùng để thí nghiệm theo dõi được tạo ra ngay khi đổ bêtông các kết cấu của công trình có cùng cấp phối, công nghệ thi công và được dưỡng hộ cùng một điều kiện như bêtông làm việc trên công trình phần nào phản ánh được thực trạng bêtông của công trình. Khi nhìn vào kết quả thí nghiệm có thể thấy hình ảnh chất lượng bêtông ở các vị

trí kết cấu. Phương pháp kiểm tra này có thể được áp dụng rộng rãi và ít gặp phải khó khăn phức tạp. Tuy nhiên nó cũng có những hạn chế như sau:

- Các mẫu kiểm tra qua theo dõi đều thường được chế tạo, dưỡng hộ và bảo quản tốt hơn bêtông thực tế trên công trình, do đó phản ánh tình hình chưa thật trung thực, kết quả thường lớn hơn thực tế.

- Thường hay xảy ra sự thất lạc, không chính xác trong quản lý mẫu lưu.

3.4.1.2. Phương pháp kiểm tra thí nghiệm các lõi bêtông khoan tại công trình

Phương pháp này là phương pháp trực tiếp và được sử dụng phổ biến, nhất là khi cần đánh giá chất lượng công trình xây dựng cũ. Số liệu thí nghiệm thường được xử lý theo tiêu chuẩn TCVN 3118-1993, TCVN 3115-1993 và phù hợp với các tiêu chuẩn ACL Committee 318, BS 6089. Có thể thấy phương pháp kiểm tra chất lượng này cho phép xác định cấu trúc rỗng, độ hút nước của kết cấu và cường độ kháng nén của bêtông tại thời điểm kiểm tra gần sát thực tế. Tuy vậy có hạn chế là không phải kết cấu nào cũng cho phép chúng ta thực hiện khoan nõn một cách hợp chuẩn. Do đó hay xảy ra tình trạng số liệu không đủ bao quát tình hình chung. Mặt khác hiện có khó khăn là thiết bị khoan ở nước ta nói chung khá cũ và lạc hậu.

3.4.1.3. Kiểm tra chất lượng bêtông ngay tại công trình bằng các phương pháp không phá huỷ (NDT)

NDT (Non Destructive Testing) là hệ gồm nhiều phương pháp kiểm tra không phá huỷ, bao gồm:

a) Phương pháp vật lý: âm học, siêu âm, siêu âm cắt, laser.

b) Phương pháp cơ học không phá huỷ: súng bắn bêtông kiểu bật nẩy, đo biến dạng đàn hồi v.v.

c) Phương pháp hạt nhân: phương pháp mật độ với các nguồn bức xạ gamma, chụp phóng xạ.

Ở nước ta việc kiểm tra chất lượng công trình xây dựng theo NDT (không phá huỷ) ngày càng được chú ý, trong những năm gần đây đã trở thành quen thuộc nhưng mới chỉ phổ biến các phương pháp sau:

- Phương pháp siêu âm.
- Phương pháp dùng súng bắn bêtông kiểu bật nẩy.
- Phương pháp chụp ảnh bằng tia phóng xạ.
- Phương pháp âm học.

3.4.1.3.1. Kiểm tra chất lượng công trình bêtông bằng siêu âm

Đã có nhiều ngành, nhiều cơ quan sử dụng kỹ thuật siêu âm nhưng nhiều nhất là ngành Thuỷ lợi, Xây dựng và Giao thông. Kỹ thuật siêu âm kiểm tra chất lượng bêtông ở

nước ta được sử dụng với quy phạm 14 TCV65 - 88 và các tiêu chuẩn của Liên Xô cũ GOST 17624-87 và GOST 21-217-75. Tính chất của phương pháp siêu âm là phương pháp độ truyền qua, đặc trưng tiêu biểu đo đếm được là vận tốc sóng siêu âm truyền trong bêtông. Vì vậy phải có các mẫu chuẩn để chuyển đổi các đặc trưng tiêu biểu về vật lý sang các đặc trưng cơ học như cường độ nén, môđun đàn hồi. Độ tin cậy của phương pháp đo phụ thuộc rất nhiều vào chế tạo mẫu chuẩn và lập quan hệ chuẩn. Khi kiểm tra bằng siêu âm cần có ít nhất 15 nhóm mẫu lưu của công trình hoặc các nõn bêtông khoan từ công trình để lập đường quan hệ chuẩn giữa cường độ bêtông R và vận tốc sóng siêu âm v v...

Phương trình đường quan hệ chuẩn giữa cường độ bêtông và vận tốc sóng siêu âm đi trong nó có dạng như sau:

$$R = a.e.^{bv} \text{ (kG/cm}^2\text{)} \quad (3.13)$$

trong đó:

R - cường độ kháng nén của bêtông.

a,b - hệ số xác định cho từng loại bêtông.

v - vận tốc sóng siêu âm đi trong bêtông km/s.

Như vậy chất lượng bêtông được thể hiện qua vận tốc sóng siêu âm đi trong nó (v), vận tốc càng cao chất lượng bêtông càng tốt và ngược lại.

Ví dụ từ kết quả đánh giá chất lượng bêtông đập tràn công trình thuỷ lợi Thạch Nham - Quảng Ngãi tại khoang số 13 đã lập được đường quan hệ chuẩn giữa cường độ bêtông R và vận tốc sóng siêu âm có dạng:

$$R = 0,5284.e^{1,79v} \quad (3.14)$$

Có thể thấy rõ rằng phương pháp kiểm tra chất lượng bêtông bằng siêu âm có lợi là có thể làm đi làm lại với mật độ dầy mà không làm tổn hại tính đồng nhất của kết cấu và lại cho phép xác định gần đúng cường độ đồng nhất của bêtông, đồng thời phát hiện các khuyết tật nứt rỗ hư hỏng của khối bêtông một khi ta làm tốt được quá trình lập chuẩn. Tuy nhiên nếu lập không nghiêm túc kỹ lưỡng sẽ cho chúng ta kết quả không đáng tin cậy. Độ tin cậy đó còn phụ thuộc vào các thiết bị đo - Thiết bị đo cần được lắp ráp và kiểm định từng công đoạn theo phương pháp thủ công nghiệp mới tránh được các số luỹ tích lắp ráp thủ công như một số đơn vị.

3.4.1.3.2. Kiểm tra chất lượng bêtông bằng súng bật nẩy

Đây là phương pháp cơ học để xác định độ cứng bề mặt của bêtông dùng súng thử kiểu bật nẩy túp N với năng lượng va đập từ 0,225-03 kGm. Súng phải kiểm tra trên đe chuẩn trước khi sử dụng, các quy tắc phải tuân theo tiêu chuẩn 20 TCN 85-03. Qua những kinh nghiệm kiểm tra bằng súng bắn bêtông thấy kết quả kiểm tra phụ thuộc vào nhiều yếu tố như sau:

Bề mặt bêtông kiểm tra;

Độ ẩm của bêtông;

Độ mỏi của lò xo trong máy;

Thao tác và trình độ người sử dụng súng.

Muốn có kết quả kiểm tra tương đối chính xác trước khi kiểm tra công trình cần chỉnh súng theo các mẫu bêtông và ép trên máy áp để lập quan hệ chuẩn. Ở ta phương pháp này ở nhiều nơi đã sử dụng thô sơ nên kết quả chưa tốt.

3.4.1.3.3. Các phương pháp kiểm tra không phá huỷ khác

Ở nước ta một số phương pháp kiểm tra như phương pháp âm học (Sonic method) hay phương pháp chụp phóng xạ, chụp Rơnghen mới được một vài nơi như Viện Nguyên tử quốc gia, Viện Địa chất sử dụng để đo độ sâu cọc nhồi, các kết cấu BTCT. Hiện nay các phương pháp này chưa được quy định thành tiêu chuẩn của Việt Nam. Vấn đề này sẽ được trình bầy kỹ ở chương 7.

3.4.2. Một số nhận xét

Chất lượng bêtông tốt, tuổi thọ công trình cao là một yêu cầu rất lớn. Để đạt mục đích đó công tác kiểm tra chất lượng bêtông cần được quan tâm nhiều hơn nữa. Các phương pháp kiểm tra chất lượng hiện nay ở nước ta chưa được tiến hành theo một kiểu tiêu chuẩn thống nhất và thường chưa được sử dụng tổng hợp để đồng bộ. Thiết bị kiểm tra của ta phần lớn là lạc hậu. Một số thiết bị mới nhưng chưa có quy chế kiểm định hợp chuẩn, có cả những thiết bị kiểm tra chế tạo thử nghiệm chưa đủ tin cậy cũng mang dùng vì vậy làm kết quả kiểm tra nhiều khi chưa thực sự đáng tin cậy.

Phương pháp kiểm tra chất lượng bêtông thông qua thí nghiệm các mẫu lưu từ khi xây dựng công trình có thể áp dụng với tất cả mọi công trình mà không gặp khó khăn đáng kể gì nhưng chưa được quan tâm đúng mức để xẩy ra sự thất lạc mẫu hoặc sai lệch trong quản lý hồ sơ.

Phương pháp kiểm tra trên thí nghiệm lõi khoan lấy tại công trình cho phép xác định chất lượng của bêtông gần sát thực trạng công trình, nhưng phải được cân đối và đảm bảo tính hệ thống và không làm hại đến tính đồng nhất của kết cấu.

Phương pháp kiểm tra chất lượng bêtông sử dụng kỹ thuật không phá huỷ (NDT) không thể coi là thay thế hoàn toàn những phương pháp kiểm tra phá huỷ mẫu mà là bổ sung cho nhau. Phương pháp NDT có ưu điểm là có thể kiểm tra bất kỳ điểm nào, vùng nào trên công trình, hoặc lặp đi lặp lại nhiều lần mà không ảnh hưởng đến thực trạng công trình, có thể đo được chiều sâu vết nứt.

Do tính chất không đồng nhất của bêtông phân bố theo quá trình ngẫu nhiên xẩy ra khi chế tạo nên mỗi phương pháp khảo sát kiểm tra các đặc trưng cơ lý của nó đều có những ưu điểm và tồn tại khác nhau. Vì vậy muốn nâng cao độ tin cậy của kết quả khảo

sát chất lượng công trình (nhất là công trình cũ) để đi đến lập phương án bảo trì sửa chữa, tốt nhất phải sử dụng đồng thời cả kỹ thuật kiểm tra phá huỷ (DT) kết hợp với không phá huỷ (NDT).

3.5. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA THƯỜNG XUYÊN

Chương 1: "Những vấn đề chung" đã giới thiệu một cách tổng quát nội dung của các phương pháp kiểm tra nói chung và phương pháp kiểm tra thường xuyên nói riêng. Đối với cầu BTCT và bêtông dự ứng lực, công tác kiểm tra thường xuyên vào bất cứ khi nào có dịp.

3.5.1. Thời hạn kiểm tra

Kế hoạch kiểm tra thường xuyên được lặp đi lặp lại liên tiếp nhau nhưng không được để giãn cách quá xa, nói chung giống như đối với cầu thép. Ngoài ra khi có những biến động lớn về môi trường như bão, lũ, động đất hoặc khi có các cơ hội tiếp cận có thể tranh thủ thực hiện công tác kiểm tra thường xuyên.

3.5.2. Đơn vị thực hiện

Đơn vị thực hiện công tác kiểm tra thường xuyên là đơn vị trực tiếp quản lý công trình theo khu vực lãnh thổ. Đối với các công trình do trung ương quản lý đơn vị thực hiện là hạt quản lý giao thông hoặc bộ phận chuyên trách của phòng quản lý giao thông thuộc Sở. Cán bộ chịu trách nhiệm thực hiện công tác kiểm tra thường xuyên là kiểm tra viên cầu.

3.5.3. Những nội dung kiểm tra

Mục tiêu của kiểm tra thường xuyên là phát hiện kịp thời những hư hỏng, những bộ phận bất bình thường mới xuất hiện trên công trình, theo dõi sự phát triển của những hư hỏng, đánh giá và tìm biện pháp xử lý thích hợp. Kiểm tra thường xuyên được thực hiện dưới những hình thức đơn giản, chủ yếu là quan sát bằng mắt thường, có thể sử dụng ống nhòm đối với các vị trí ở xa, thời gian kiểm tra nhanh chóng: đối với cầu nhỏ đơn giản chỉ từ 10 - 20 phút, đối với cầu lớn, phức tạp khoảng từ 1 - 2 giờ nhưng vẫn phải kiểm tra đầy đủ và không được bỏ sót một bộ phận nào của công trình.

Với cầu bêtông cốt thép và bêtông dự ứng lực ngoài sự làm việc tốt của hệ thống thoát nước, vấn đề hay gặp nhất là xem xét bên dưới của hệ mặt cầu để phát hiện các vết va chạm, các vết gỉ, dấu canxi, nhũ đá, các vùng mốc, ố, các vị trí rã mặt hay phồng rộp của bề mặt bêtông, các vị trí đầu neo, vấu chuyển hướng. Tất cả các biến dạng bất thường của công trình phát hiện được trong kiểm tra thường xuyên là rất quan trọng. Cũng có tầm quan trọng như vậy là việc phát hiện và đánh dấu các vết nứt ở mép dưới những nhịp dầm, các vết nứt nghiêng 45° ở khu vực đầu dầm và các loại vết nứt khác có độ mở rộng không bình thường.

3.5.4. Trang thiết bị kiểm tra

Kiểm tra thường xuyên được thực hiện dưới những hình thức đơn giản, chủ yếu là quan sát bằng mắt thường nên trang thiết bị hầu như không cần thiết. Ngoài những thứ không thể thiếu được là thước và phấn không phai - Để hỗ trợ thêm cho thị giác cũng nên trang bị ống nhòm, kính lúp, búa. Trong công tác kiểm tra thường xuyên có một vấn đề quan trọng là phải làm sao tiếp cận được tới các bộ phận của công trình, ít nhất là phải có lối đi xuống gầm cầu để xem xét phần bên dưới của dầm và hệ mặt cầu, xem xét gối trên mố, trên trụ... Nếu ngay lần kiểm tra đầu tiên chưa có những phương tiện này thì việc duy tu bảo dưỡng đầu tiên cần phải thực hiện đầy đủ.

3.5.5. Chuẩn đánh giá

Trong công tác kiểm tra thường xuyên không đặt vấn đề phân loại hư hỏng theo các tiêu chuẩn đánh giá được xây dựng dựa theo ESCAP. Toàn bộ các hư hỏng, sự cố bất thường xảy ra đối với công trình cần phải ghi chép, tóm tắt những điều ghi nhận được, ngày, tháng vào hồ sơ công trình và báo cáo lên phân khu. Phân khu phải có trách nhiệm phân tích đánh giá nhằm đề ra các biện pháp tiếp tục theo dõi, sửa chữa hoặc nếu nghiêm trọng có thể có các biện pháp mạnh mẽ hơn.

3.5.6. Mẫu hồ sơ kiểm tra (giống như đối với cầu thép, đã nêu ở mục 2.4.6).

3.5.7. Định hướng duy tu, sửa chữa (giống như đối với cầu thép, đã nêu ở mục 2.4.7).

3.6. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA ĐỊNH KỲ

Kiểm tra định kỳ là một hình thức kiểm tra toàn diện công trình; không những chỉ kiểm tra đối với bản thân công trình mà còn kiểm tra đối với môi trường và các công trình xung quanh. Mục đích của kiểm tra định kỳ là :

- Xác nhận những công trình thuộc loại A bằng những chẩn đoán kết cấu sơ bộ. Kết hợp với những kết quả theo dõi thường xuyên, qua kiểm tra toàn diện kết cấu chúng ta có thể đánh giá được những hư hỏng trên kết cấu, kiểm tra được sự suy yếu về chức năng làm việc của kết cấu, phân loại chúng và định hướng duy tu sửa chữa.

- Điều tra phát hiện sự thay đổi của nền móng để xác nhận công trình thuộc loại A và định hướng duy tu bảo dưỡng.

- Điều tra phát hiện những thay đổi về môi trường, sự ảnh hưởng của các công trình lân cận đến sự hư hỏng của kết cấu và trên cơ sở đó định hướng duy tu bảo dưỡng.

3.6.1. Thời hạn kiểm tra

Kiểm tra định kỳ là sự kiểm tra tổng quát công trình, được thực hiện 2 năm một lần. Kế hoạch kiểm tra định kỳ đối với mỗi công trình phải được xây dựng trong kế hoạch

chung đối với nhiều công trình khác, do đó trong một chiến dịch kiểm tra định kỳ hàng loạt công trình, phải xem xét đến các điều kiện thuận lợi hay bất lợi đối với việc thực hiện như tránh mùa mưa bão lũ lụt, tận dụng luân phiên các phương tiện chuyên dụng trong công tác kiểm tra cầu nhất là các phương tiện để quan sát cầu. Nếu cần thiết, có thể phân đoạn kiểm tra một cách hợp lý miễn sao không có một bộ phận công trình nào bị bỏ sót, nếu cứ lặp đi lặp lại một trình tự như vậy thì sẽ đảm bảo được định kỳ kiểm tra hai năm một lần đối với toàn công trình.

3.6.2. Đơn vị thực hiện (giống như đối với cầu thép, đã nêu ở mục 2.5.2).

3.6.3. Những nội dung kiểm tra

Mục tiêu quan trọng nhất trong công tác kiểm tra định kỳ là đánh giá toàn diện kết cấu sau một thời gian định kỳ sử dụng, có thể phát sinh những hư hỏng gì, sự phát triển của chúng ra sao, chúng có ảnh hưởng như thế nào đối với sự làm việc bình thường của kết cấu. Những kết quả kiểm tra sẽ đưa đến việc phân loại kết cấu và định hướng duy tu, sửa chữa. Kiểm tra định kỳ là một nhiệm vụ quan trọng trong công tác quản lý công trình, do đó cần phải tuân thủ chặt chẽ những hướng dẫn về trình tự thực hiện đã được giới thiệu bắt đầu từ khâu chuẩn bị, thực hiện, ghi biên bản cho đến khâu xử lý đánh giá kết quả kiểm tra và đề ra các định hướng duy tu, sửa chữa.

Đối với cầu BTCT và bêtông dự ứng lực, trình tự kiểm tra một cách có hệ thống các bộ phận của chúng có thể tiến hành theo thứ tự các hạng mục của mẫu hồ sơ kiểm tra định kỳ được trình bày trong phụ lục 2. Đối với mỗi bộ phận của kết cấu nói chung và các kết cấu BTCT nói riêng, trên cơ sở phương pháp luận về những biểu hiện của hư hỏng chúng ta sẽ tiến hành kiểm tra lần lượt từng bộ phận của kết cấu xem chúng có thể có đủ những biểu hiện hư hỏng như vậy không. Tất nhiên có nhiều kết cấu không có đủ những hư hỏng như vậy thì có thể bỏ qua. Có một vấn đề đáng lưu ý là để thuận tiện cho công tác phân loại kết cấu thì những hư hỏng trong kết cấu không những được mô tả về định tính cần có thêm các số liệu định lượng. Thí dụ: vết nứt trên kết cấu bêtông ngoài những mô tả về vị trí điểm xuất phát, hướng phát triển, điểm kết thúc, cần có thêm các số đo chiều dài, độ mở rộng và chiều sâu nếu có thể; sự bao bọc của lớp oxyt sắt bao quanh cốt thép ở vị trí bêtông bị vỡ còn cần ước lượng diện tích bị tróc mảng, chiều sâu...

Thông số những biểu hiện hư hỏng trong cầu BTCT và bêtông dự ứng lực, việc phát hiện, theo dõi sự phát triển và đánh giá mức độ nguy hiểm của vết nứt là khó khăn phức tạp nhất. Thông thường thì các vết nứt có độ rộng nhỏ hơn 0,3 mm là không phát hiện được bằng mắt thường, ngoài ra các vết nứt nằm ở phía trên các dầm liên tục hoặc mút thường ở vị trí gối tựa bị hệ mặt cầu che khuất cũng không thể phát hiện được. Trong những trường hợp này cần phải sử dụng đến siêu âm hoặc đục hệ mặt cầu ra. Để theo dõi sự phát triển của vết nứt cần phải đánh dấu chúng bằng mực không phai, các dấu được

vẽ men theo vết nứt từ giới hạn bắt đầu đến giới hạn kết thúc của nó, bên cạnh có ghi độ mở rộng, ngày tháng. Một số vết nứt quan trọng và đặc biệt cần đặt trang thiết bị cho phép theo dõi sự mở rộng của nó. Nếu kiểm tra lần sau nên lập một sơ đồ vết nứt để tiện so sánh sự phát triển của nó.

Hiện tượng nước thấm qua bêtông biểu hiện qua sự ẩm ướt, sự mốc, nở hoa, dấu vết canxi, nhũ đá, phồng rộp... rất thường gặp trong cầu BTCT. Sự phát hiện ra chúng đôi khi cũng khó khăn nếu các kỳ kiểm tra không trùng vào một đợt mưa lớn. Hiệu quả của công tác sửa chữa nhằm chấm dứt những hiện tượng này cũng phải có sự theo dõi ghi chép mới có thể đánh giá được. Hậu quả nghiêm trọng của hiện tượng nước thấm qua bêtông là gỉ cốt thép. Sự phát hiện ra cốt thép bị gỉ đôi khi cũng khó khăn vì có thể nó bị che khuất bởi những lớp xi măng, nên khi thăm dò có thể dùng búa địa chất để phát hiện những lỗ hổng mà trong đó cốt thép bị gỉ. Cuối cùng trong quá trình kiểm tra định kỳ có thể có một vài phần quan trọng của công trình khó thực hiện một cách chi tiết được, có những sự hư hỏng khó giải thích thì trong những trường hợp này, người quản lý không nên do dự đề nghị tiến hành kiểm tra chi tiết những bộ phận cần thiết của công trình.

3.6.4. Trang thiết bị kiểm tra

Công tác kiểm tra định kỳ cũng được tiến hành chủ yếu bằng thị sát nhưng khác với trường hợp kiểm tra thường xuyên là nhất thiết phải tiếp cận công trình càng gần càng tốt. Do đó trang bị quan trọng nhất cho công tác kiểm tra này là phương tiện tiếp cận công trình.

3.6.4.1. Phương tiện tiếp cận công trình (giống như đối với cầu thép, đã nêu ở mục 2.5.4.1).

3.6.4.2. Các trang thiết bị khác

Các trang thiết bị cho công tác kiểm tra định kỳ cũng chỉ là những trang bị đơn giản. Đối với cầu BTCT, cần những trang bị chủ yếu như sau:

- Bút ghi và sổ tay có bìa cứng.
- Phấn, bút viết mực không phai.
- Nhiệt kế.
- Thước dây 10m, thước 2m bằng kim loại.
- 1 địa bàn, một nghiên kế, dây dọi.
- 1 máy thuỷ bình.
- Thiết bị đo độ chuyển dịch, độ dãn tỷ lệ 0,01mm.
- 1 búa địa chất, búa thường, dao.
- Bàn chải thép, bàn chải tre.
- Thước đo độ gỉ.

- Kính lúp có khắc độ để đo vết nứt.

- Máy ảnh, đèn flash.

- Thạch cao, hồ dán.

Và một số thiết bị an toàn, chiếu sáng...

3.6.5. Chuẩn đánh giá (xem mục 2.5.5 giống như đối với cầu thép).

3.6.6. Mẫu hồ sơ kiểm tra

Trước khi thực hiện công tác kiểm tra định kỳ đối với mỗi công trình, kiểm tra viên chính chịu trách nhiệm phải chuẩn bị trước các mẫu hồ sơ công trình, đó là phiếu nhận dạng công trình (phụ lục 1) và mẫu biên bản kiểm tra định kỳ (phụ lục 2) đồng thời phải nghiên cứu trước về hồ sơ công trình. Ngoài việc tìm hiểu về lý lịch công trình, kiểm tra viên chính phải tìm hiểu biên bản của đợt kiểm tra định kỳ hoặc chi tiết gần nhất, các báo cáo của các đợt kiểm tra thường xuyên giữa các lần kiểm tra định kỳ để chú ý đến.

- Những sự kiện nổi bật.

- Những sự sửa chữa đã được thực hiện và kết qủa của chúng.

Việc kiểm tra định kỳ được thực hiện trên cơ sở hoàn thiện biên bản theo mẫu ở phụ lục 2. Sẽ có ích nếu ngoài biên bản còn có thêm những ảnh chụp, những bức vẽ, sơ đồ qua đó có thể lập nên những bằng chứng xác đáng.

Những biên bản này còn phải được hoàn chỉnh về trạng thái mẫu mới của công trình được xây dựng trên cơ sở so sánh với trạng thái cũ.

Sau đó tuỳ theo từng trường hợp cụ thể sẽ đề xuất về:

- Công việc duy tu nhanh.

- Duy tu đặc biệt hoặc sửa chữa.

- Xem xét bổ sung.

- Kiểm tra chi tiết đặc biệt.

Những ý kiến đề xuất sẽ được chuyển lên khu quản lý, ở đó sẽ có ý kiến phê duyệt hoặc những chỉ dẫn cần thiết để có thể can thiệp ở mức độ cao hơn. Những ý kiến này sẽ được bổ sung vào biên bản. Toàn bộ nội dung của biên bản, những tài liệu kèm theo (ảnh, sơ đồ) đều được đưa vào tập hồ sơ con của tập hồ sơ công trình.

3.6.7. Định hướng duy tu - sửa chữa

Loại trừ những hư hỏng nghiêm trọng đòi hỏi sự theo dõi bổ sung hoặc kiểm tra chi tiết đặc biệt, trong đa số các trường hợp hư hỏng, các công tác duy tu, sửa chữa những khuyết tật thường gặp trên công trình cầu BTCT và bêtông dự ứng lực đều có thể thực hiện theo những hướng dẫn trong phụ lục E, tương tự như những định hướng duy tu - sửa chữa sau khi kiểm tra thường xuyên.

3.7. PHƯƠNG PHÁP KIỂM TRA CHI TIẾT

Kiểm tra chi tiết khác với các công tác kiểm tra thường xuyên và kiểm tra định kỳ là trong đó phải sử dụng các phương pháp kiểm tra, chẩn đoán tinh vi, phức tạp, phải sử dụng các trang thiết bị hiện đại. Có ba hình thức đầu là loại kiểm tra toàn diện nhằm xác định trạng thái mẫu của công trình. Hình thức thứ ba là loại kiểm tra đối với một số bộ phận cần thiết của công trình, trong trường hợp những biểu hiện hư hỏng của chúng chưa đánh giá được chính xác qua các hình thức kiểm tra khác.

3.7.1. Thời hạn kiểm tra (giống như đối với cầu thép, đã nêu ở mục 2.6.1)

3.7.2. Những nội dung kiểm tra

3.7.2.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Kiểm tra chi tiết đầu tiên là loại kiểm tra toàn diện, đặc biệt có hạng mục thử tải nên nó phải được thực hiện tất cả các khuyết tật do hậu quả của sai sót trong thiết kế hoặc thi công; cần phải chú ý tập trung vào những công trình có xảy ra sự cố. Đối với công trình mới xây dựng, trước khi bàn giao công trình của người chủ công trình cho người quản lý để đưa công trình vào sử dụng, điều kiện tiên quyết là phải kiểm tra chi tiết đầu tiên và thử tải. Người quản lý phải tập hợp toàn bộ các hồ sơ tài liệu cần thiết để xây dựng trạng thái mẫu đầu tiên của công trình dưới dạng phần 2 của hồ sơ công trình.

Trước khi thực hiện việc kiểm tra chi tiết đầu tiên phải nghiên cứu trước những hồ sơ tài liệu có liên quan đến quá trình xây dựng và hoàn thành công trình.

Thử tải công trình nhằm xác định các thông số thực tế trạng thái của công trình về ứng suất - biến dạng có phù hợp với những số liệu tính toán trong thiết kế không, hoặc những số liệu đó có nằm trong giới hạn cho phép hay không. Các thông số về trạng thái ứng suất biến dạng, độ võng, độ chuyển dịch dưới tác dụng của tải trọng tĩnh và động sẽ được đo tại những vị trí xác định trên công trình để sau này trong các lần kiểm tra định kỳ, các thông số trên sẽ lại được thực hiện tại chính những vị trí xác định đó. Thí dụ người ta thường đo ứng suất pháp của bêtông của các thớ biên dầm ở vị trí giữa và 1/4 dầm, ứng suất tiếp tại gối hoặc 1/4 dầm, độ võng ở giữa dầm hay đầu mút các khung T, cao độ mặt đường tại các vị trí mối nối mặt đường, cao độ bệ trụ, độ dịch chuyển gối, dao động của dầm, trụ, mố v.v... Thử tải phải được thực hiện theo các quy trình quy phạm hiện hành. Tuy nhiên, độ chính xác trong các kết quả của chúng còn phụ thuộc nhiều vào trang thiết bị được sử dụng. Trang thiết bị càng hiện đại số lượng điểm đo trong một lần chất tải càng nhiều và độ chính xác của chúng càng lớn.

Tóm lại mục đích kiểm tra chi tiết đầu tiên là phải chỉ ra được :

- Toàn bộ những khuyết tật hình học.
- Những vị trí không hoàn chỉnh, hư hỏng do lỗi của thi công xây lắp.

- Những suy yếu của kết cấu được bộc lộ trong quá trình thử tải (nút, võng, rung quá mức độ, cập kênh gối...).

- Do thử tải, xác định được ứng suất tại những vị trí xác định trên kết cấu, độ võng, độ chuyển dịch cũng như cao độ tuyệt đối của một số vị trí cố định trên kết cấu và dao động của kết cấu.

- Những nội dung thuộc về hợp đồng bắt buộc phải hoàn thành.

- Những nội dung có thể để lại yêu cầu hoàn thiện và vẫn đưa công trình vào sử dụng.

Đối với các công trình cũ không còn lưu giữ được hồ sơ hoặc công trình từ lâu không được kiểm tra nên không có trạng thái mẫu hoặc trạng thái mẫu không còn đúng nữa thì tuy vẫn gọi là kiểm tra chi tiết đầu tiên nhưng hình thức của kiểm tra này gần với kiểm tra chi tiết định kỳ và không nhất thiết có thử tải.

3.7.2.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

3.7.2.2.1. Nội dung kiểm tra

Thời hạn kiểm tra chi tiết định kỳ là 10 năm một lần nhằm xác định xem cầu có còn tồn tại trong trạng thái mẫu đã được xác định tại lần kiểm tra chi tiết đầu tiên hoặc lần thay đổi trạng thái mẫu gần nhất hay không, nếu không thì phải xây dựng trạng thái mẫu mới.

Để chuẩn bị thực hiện kiểm tra chi tiết công trình, phải nghiên cứu kỹ trước tài liệu:

- Hồ sơ hoàn công công trình.
- Hồ sơ kiểm tra chi tiết.
- Hồ sơ kiểm tra chi tiết gần nhất.
- Biên bản kiểm tra định kỳ.
- Những báo cáo có liên quan đến công việc duy tu và sửa chữa.
- Những báo cáo về thay đổi môi trường khí hậu, chế độ thuỷ văn.

Trên cơ sở những tài liệu trên cơ quan thực hiện công tác kiểm tra chi tiết có thể đi tới những quyết định về mức độ quan trọng của những chi tiết kết cấu phải kiểm tra, những hạng mục phải đo đạc, định lượng cùng các trang thiết bị kiểm tra phù hợp. Kiểm tra chi tiết định kỳ là một hình thức kiểm tra toàn diện trong đó có kết hợp một số hạng mục kiểm tra đo đạc bằng các thiết bị hiện đại để xác định trạng thái ứng suất, biến dạng, độ chuyển dịch, độ võng, dao động, cũng như mức độ suy thoái khả năng làm việc của vật liệu và kết cấu. Kiểm tra toàn diện có hình thức cũng giống như kiểm tra định kỳ nhưng phải được thực hiện với mức độ thận trọng, tỷ mỉ, chụp ảnh đánh giá mức độ suy thoái, đặc biệt là phải lượng hoá các khuyết tật như độ rộng, độ dài, độ sâu của các vết nứt, diện tích, độ sâu của tróc lở bêtông, của những vùng gỉ cốt thép... đối với những khuyết tật quan trọng cần đăng ký mã số và gắn thiết bị theo dõi (như gắn thạch cao để theo dõi độ mở rộng vết nứt theo thời gian). Ngoài công tác kiểm tra chi tiết được thực hiện trên

công trình còn phải kiểm tra kỹ vùng ảnh hưởng lân cận công trình về môi trường, khí hậu, chế độ thuỷ văn.

Ngoài ra cần tiến hành những hạng mục kiểm tra định lượng về trạng thái công trình như sau:

Kiểm tra định lượng về trạng thái công trình

Trạng thái		Những hạng mục kiểm tra
Nứt do ứng suất	Nứt do uốn	- Thí nghiệm về vật liệu để xác định cường độ của bêtông và cốt thép. - Đo đạc mặt cắt thực tế của kết cấu - Đo đạc ứng suất của cốt thép và bêtông - Đo dao động
	Nứt do cắt	- Đo đạc ứng suất của bêtông và cốt thép khu vực cốt xiên và cốt đai
Tróc mảng của bêtông		- Đo đạc mặt cắt thực tế của kết cấu
Nứt vì sự suy yếu của bêtông (lão hoá)	Phản ứng cốt liệu, nứt vì sự trung tính, muối	- Thí nghiệm vật liệu (ứng suất bêtông, độ trung tính) - Đo đạc ứng suất và độ võng - Đo đạc mặt cắt thực tế của kết cấu
Hư hỏng do hoả hoạn		- Thí nghiệm vật liệu (cường độ bêtông, độ trung bình) - Đo đạc mặt cắt thực tế - Đo đạc ứng suất độ võng
Gỉ đứt của cốt thép và cốt thép DƯL, ép vữa không tốt		Điều tra bên trong kết cấu bêtông (tia X, tia Y)
Ứng suất của dầm		Đo đạc ứng suất và độ võng
Cao độ của các điểm chuẩn của kết cấu		Đo dao động
Chuyển dịch ngang các điểm chuẩn của kết cấu		Đo dịch chuyển của mố trụ hệ mặt cầu, gối.

3.7.2.2.2. Những phương pháp kiểm tra định lượng về trạng thái công trình

3.7.2.2.2.1. Những thí nghiệm cần thiết để kiểm tra chất lượng vật liệu của kết cấu bêtông

a) Thí nghiệm xác định cường độ của bêtông

Thí nghiệm xác định cường độ của bêtông kết cấu bao gồm phương pháp thí nghiệm không phá huỷ và phương pháp khoan lấy mẫu. Trong phương pháp thí nghiệm cường độ không phá huỷ người ta dùng búa thí nghiệm bêtông Schimitdt, hoặc đo đạc xung siêu âm cộng với tác động cơ học. Việc dùng búa thí nghiệm bêtông Schimidt cũng đơn giản tuy nhiên khi bề mặt bêtông trở nên yếu, những hạt cốt liệu bị chôn vùi trên bề mặt

và bêtông bị ảnh hưởng của hỏa hoạn thì kết quả không còn được chính xác nữa. Kỹ thuật xung siêu âm không thích hợp đối với bêtông thô, bêtông chất lượng quá kém, mác thấp vì tốc độ xung trong siêu âm tương đối thấp - kỹ thuật này dựa trên nguyên tắc không xác định trực tiếp cường độ của bêtông mà chuyển đổi tốc độ giá trị tốc độ sóng thành cường độ bêtông. Mặc dù công thức chuyển đổi đã được nhiều nước và nhiều tổ chức đưa ra nhưng mối quan hệ giữa tốc độ xung và cường độ bêtông phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như kích cỡ vật liệu, hàm lượng cốt thép, tỷ lệ nước, xi măng, điều kiện bảo dưỡng. Chính vì vậy kết quả đo đạc trên kết cấu thực không đảm bảo được độ chính xác tin cậy mà thường chỉ có giá trị tham khảo.

Chính xác hơn cả là thí nghiệm cường độ trên mẫu bêtông được khoan lấy ra từ trực tiếp trên kết cấu thực. Vị trí lấy mẫu cần phải xem xét và chọn lựa ở những bộ phận của kết cấu nơi ứng suất không lớn. Trước khi khoan lấy mẫu bêtông, vị trí cốt thép cần phải được xác định thông qua bản vẽ thiết kế hay hoàn công hoặc dùng máy dò cốt thép. Mẫu khoan cần phải đại diện cho kết cấu về mặt tính toán kết cấu. Trong thí nghiệm xác định cường độ chịu ép của bêtông phải lấy mẫu khoan hình trụ với đường kính 10cm và chiều cao 20cm, trường hợp chiều dài không đảm bảo hai lần đường kính thì kết quả thu được phải điều chỉnh lại. Với mỗi cấu kiện ít nhất phải có 3 mẫu khoan để thí nghiệm xác định cường độ. Trong quá trình thí nghiệm mẫu, chúng ta có thể xác định dược cả môđun đàn hồi của bêtông. Đối với dầm bêtông dự ứng lực, mẫu khoan phải được chọn lựa ở những vị trí cần thiết nên tham khảo thêm ý kiến chuyên gia về vị trí khoan lấy mẫu trên chủng loại dầm này.

b) Thí nghiệm sự trung tính của bêtông

Dưới tác dụng xâm thực của môi trường, cường độ và độ bền của bêtông bị giảm dần đi theo thời gian gọi là sự suy thoái của bêtông. Sự suy thoái của bêtông được thể hiện bởi mức độ diễn biến của độ trung tính trong bêtông. Để xác định độ trung tính của bêtông, cần tiến hành: đục lớp bảo vệ bêtông đến độ sâu của cốt thép chủ, sau đó phun dung dịch phenol phtalein nồng độ 1%, nếu sự trung tính của bêtông còn đang tiến triển từ ngoài vào trong nhưng chưa tới độ sâu của cốt thép thì mầu của bêtông không thay đổi, ngược lại nếu đã bị trung tính, bêtông sẽ có màu đỏ. Nếu cốt thép không thể hiện màu đỏ chúng ta có thể kết luận rằng gỉ tiến triển với tốc độ tương đương như để trong không khí bình thường. Mối liên quan giữa độ sâu trung tính của bêtông và năm sử dụng trôi qua như sau:

$$t = KS^2 \tag{3.15}$$

trong đó:

t - số năm sử dụng đã trôi qua

S - độ sâu trung tính đo bằng cm

K - hệ số tính theo công thức

$$K = \frac{0,3(1,115 + 3W)}{(W - 0,25)^2}$$

ở đây W là tỷ lệ nước trên xi măng.

Từ đây chúng ta có thể đánh giá tuổi thọ của kết cấu bêtông bằng việc áp dụng giá trị đo được tính theo công thức này.

c) Thí nghiệm phân tích thành phần của bêtông

Trong trường hợp thành phần của bêtông trở thành nguyên nhân gây ra sự suy yếu của bêtông, khi đó cần phải tiến hành thí nghiệm để phân tích thành phần của bêtông.

Hạng mục thí nghiệm như sau:

- Thí nghiệm phân tích về hoá học.
- Thí nghiệm phân tích ở nhiệt độ cao.
- Thí nghiệm nhiễu xạ X quang.
- Thí nghiệm thu lượng khí cacbonic bay hơi.

Từ kết quả của những thí nghiệm này, người ta có thể phỏng đoán về lượng xi măng, cốt liệu và tỷ lệ nước xi măng một cách sơ bộ.

d) Thí nghiệm dung lượng clo trong bêtông

Hàm lượng clo chứa trong bêtông thúc đẩy quá trình gỉ của cốt thép và huỷ hoại độ bền của bêtông. Vì vậy cần tiến hành thí nghiệm xác định hàm lượng clo trong bêtông.

3.7.2.2.2.2. Đo đạc mặt cắt thực tế của kết cấu

Trong trường hợp bản vẽ thiết kế không có, mặt cắt thực tế đáng nghi ngờ hoặc có mức độ hư hỏng thì phải thực hiện việc đo đạc, xác định mặt cắt thực tế của kết cấu, xác định chiều dày lớp bêtông bảo vệ, xác định vị trí trong kết cấu.

Để điều tra vị trí, số lượng, đường kính cốt thép có thể sử dụng máy đo siêu âm, máy đo bằng tia γ hoặc các loại máy chuyên dụng khác nhưng độ chính xác cũng không bảo đảm vì sự sắp xếp không đối xứng của cốt thép, các mối nối cốt thép, các cốt thép ngang cấu tạo, do đó việc kiểm tra cốt thép bằng cách đục bêtông tới độ sâu của cốt thép là cổ điển nhưng là chính xác nhất. Trong trường hợp kết cấu bêtông bị tróc mảng cần phải đo đạc xác định cụ thể diện tích, vị trí, độ sâu tróc mảng, khi cốt thép bị lộ ra và gỉ cần phải xác định mặt cắt thực sự còn lại của cốt thép.

3.7.2.2.2.3. Đo đạc ứng suất của kết cấu bêtông và bêtông dự ứng lực

Để đo đạc ứng suất của kết cấu, người ta phải xếp tải lên kết cấu hoặc cho hoạt tải chạy trên kết cấu và dùng những thiết bị để đo biến dạng chuyển vị trong kết cấu từ đó xác định ra ứng suất của chúng.

Đối với kết cấu BTCT, những lá điện trở biến dạng có thể được gắn trực tiếp vào bề mặt của bêtông ở thớ chịu nén và gắn vào cốt thép ở miền chịu nén để khắc phục tình trạng không chắc chắn về môđun đàn hồi của bêtông.

Đối với bêtông dự ứng lực các lá điện trở được gắn vào bêtông.

Thực tế, phương pháp đo như trên chỉ được đo phần ứng suất trong kết cấu do hoạt tải. Nếu muốn đo ứng suất của kết cấu do tĩnh tải và cả hoạt tải cần phải sử dụng nhiều phương pháp đo phức tạp hơn thí dụ như đo mômen khử nén, đo các phản lực gối tựa, đo sự co của cốt thép sau khi cắt đứt chúng...

3.7.2.2.2.4. Đo đạc độ võng của kết cấu

Việc đo đạc độ võng của kết cấu dưới tác dụng của hoạt tải và tĩnh tải kết hợp với kích thước thực tế của kết cấu, so sánh kết quả đo được với kết quả độ võng thu được bằng tính toán, ta có thể xác định được khả năng chịu tải, môđun đàn hồi và sự thay đổi về độ cứng của kết cấu. Để đo độ võng có thể dùng các thiết bị điện, cơ hoặc quang học. Trong thực tế hiện nay người ta thường xác định độ võng bằng các máy quang học, hiện đại hơn nữa là máy phát tia laser trên cơ sở đo cao độ những điểm xác định của kết cấu. Những điểm này thường là mặt đường (vị trí tim và lề đường) tại các vị trí mối nối mặt đường, đỉnh trụ, mố, đáy dầm... Bằng cách đo cao độ suy ra độ võng có thể loại trừ được các sai số đo sự lún của mố trụ.

3.7.2.2.2.5. Chẩn đoán các đặc trưng động học của kết cấu

Vì tần số dao động tự nhiên của kết cấu có thể thay đổi do ảnh hưởng của sự suy yếu, sự nứt của kết cấu nên việc so sánh tần số dao động tự nhiên khi kết cấu còn ở trạng thái tốt với trạng thái thực tế đo được sau này có thể chẩn đoán được tình trạng độ bền của kết cấu.

Người ta kiểm tra dao động cầu bằng những đặc trưng dao động và tần số dao động của cầu dưới tác dụng của dao động cưỡng bức do máy chấn động thực hiện hoặc hoạt tải. Độ cứng EJ của dầm có thể thu được bởi tần số tự nhiên và tỷ lệ tắt dần. Khi dầm suy yếu, có vết nứt xuất hiện, độ cứng EJ sẽ biến đổi và chu kỳ tự nhiên trở nên dài hơn, trên cơ sở đó chúng ta có thể đánh giá cường độ của dầm.

3.7.2.2.2.6. Thí nghiệm đo đạc hãm hoạt tải đột ngột

Thí nghiệm hãm đột ngột hoạt tải trên dầm cầu BTCT hay bêtông dự ứng lực nhằm mục đích kiểm tra độ dịch chuyển của gối. Qua thí nghiệm này, người ta có thể đo đạc những dao động và sự hoạt động của gối trên trụ, mố, đo sự chuyển dịch và lực tác dụng lên gối theo phương dọc cầu do việc hãm hoạt tải đột ngột gây ra.

3.7.2.2.2.7. Kiểm tra chất lượng bên trong của kết cấu bêtông

Để kiểm tra chất lượng bên trong của kết cấu bêtông, các thiết bị chụp ảnh bằng tia X hay tia γ có thể sử dụng có hiệu quả để điều tra cốt thép, tình trạng vữa trong các ống,

các hiện tượng nứt rỗ bên trong kết cấu. Tuy nhiên khả năng các thiết bị trên cũng có nhiều hạn chế chủ yếu vì chúng là những thiết bị quý hiếm đắt tiền và đòi hỏi trình độ chuyên môn kỹ thuật rất cao. Có thể điều tra bên trong của kết cấu bêtông bằng cách sử dụng đèn soi trong kết hợp với hệ thống truyền ảnh. Để điều tra tình trạng bên trong của bêtông trong mố hay trụ chỉ cần khoan một lỗ đường kính 55mm là có thể đưa được hệ thống đèn soi và truyền ảnh vào được. Chiều sâu khảo sát trong bêtông có thể lên tới 6m.

3.7.2.2.2.8. Những thí nghiệm kiểm tra cần thiết khác

a) Kiểm tra neo cốt thép dự ứng lực

Khi phần bêtông bảo vệ neo cốt thép dự ứng lực bị nứt hay tróc mảng, nước sẽ rò rỉ từ ống phun vữa và ở vùng lân cận sẽ phát hiện sự ẩm ướt, mốc, nở hoa và kết nhũ, từ đó dẫn tới sự gỉ đứt các sợi thép ứng suất trước. Trong công tác kiểm tra chi tiết phải bỏ lớp bêtông bảo vệ để kiểm tra tình trạng rỗng vữa bằng phương pháp ép khí.

b) Kiểm tra dịch chuyển gối dầm

Trong quá trình kiểm tra chi tiết luôn phải thực hiện việc đo lượng dịch chuyển của gối, phải có cả số liệu về mùa đông và mùa hè, nhằm để xác nhận giá trị cho phép dịch chuyển của gối đã quy định trong thiết kế, đồng thời phải kiểm tra các chi tiết neo gối, các thiết bị chống dịch chuyển, chống nhổ của gối.

c) Kiểm tra sự rò rỉ nước, ngấm nước

Sự rò rỉ của nước có ảnh hưởng nguy hiểm đến cường độ của bêtông, thúc đẩy nhanh sự gỉ cốt thép v.v... vì thế việc kiểm tra sự rò rỉ, ngấm nước là rất cần thiết. Khi phát hiện ra sự rò rỉ, ngấm nước từ những vết nứt của dầm bêtông dự ứng lực cần phải tiến hành xử lý ngăn chặn ngay nhằm tránh dẫn đến sự hư hỏng của cốt thép dự ứng lực.

3.7.2.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Nội dung kiểm tra chi tiết đặc biệt tương tự như kiểm tra chi tiết định kỳ nhưng chỉ thực hiện với từng phần công trình.

3.7.3. Trang thiết bị kiểm tra

Đối với công tác kiểm tra chi tiết, trang thiết bị để kiểm tra là rất quan trọng. Có thể sử dụng một số phương tiện đã được sử dụng trong kiểm tra định kỳ, chủ yếu là các phương tiện vào xem; để có thể thật gần, kiểm tra thật kỹ những phương tiện này phải được chuẩn bị chu đáo. Tốt nhất và hiện đại nhất là sử dụng các xe kiểm tra cầu, xe có cầu thang nâng hạ giàn giáo di động, giàn giáo cố định tạm. Trong nhiều trường hợp cần phải hạn chế hoặc cấm hẳn việc đi lại làm ảnh hưởng tới công tác và kết quả kiểm tra.

3.7.3.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên *(giống như đối với cầu thép, xem mục 2.6.4.1).*

3.7.3.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Kiểm tra chi tiết định kỳ là một hình thức kiểm tra toàn diện kết hợp với các hạng mục kiểm tra định lượng về trạng thái. Kiểm tra định lượng về trạng thái cần những trang thiết bị sau:

- Máy đo ứng suất biến dạng.
- Máy khoan lấy mẫu bêtông tại hiện trường.
- Súng thí nghiệm bêtông Schmidt.
- Máy siêu âm bêtông.
- Phòng thí nghiệm bêtông trong đó có thiết bị nén mẫu bêtông, đo đạc thành phần bêtông, hàm lượng clo, đo độ pH của bêtông.
- Máy thăm dò cốt thép.
- Máy chụp ảnh tia X, tia Y.
- Máy đo độ võng bằng tia laser.
- Máy cao đạc.
- Máy đo dao động, máy chấn động cưỡng bức.
- Thiết bị truyền hình khoan lỗ.

Cũng tương tự như trong kiểm tra chi tiết đầu tiên có thể tham khảo phụ lục F để chọn trang thiết bị.

3.7.3.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Sử dụng các trang thiết bị như trong kiểm tra chi tiết định kỳ nhưng chỉ đối với một bộ phận công trình.

3.7.4. Chuẩn đánh giá

3.7.4.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Như trên đã nói, để có đủ điều kiện bàn giao công trình, các tiêu chuẩn đánh giá đối với kết cấu chỉ được phép từ loại C đến S. Đối với thử tải công trình, các tiêu chuẩn để đánh giá trạng thái công trình xem có phù hợp với kết quả tính toán trong thiết kế hay các kết quả đo đạc có nằm trong giới hạn cho phép không phải tuân theo các quy trình thử tải công trình hiện hành.

3.7.4.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

3.7.4.2.1. Đánh giá khả năng chịu tải của công trình

Trong một công trình có thể bao gồm nhiều bộ phận. Để đánh giá được tổng thể toàn công trình phải xác định khả năng chịu tải của từng bộ phận yếu nhất trong công trình sẽ quyết định tuổi thọ và khả năng chịu tải của toàn bộ công trình.

Đánh giá khả năng chịu tải theo trình tự sau:

a) Sắp xếp những kết quả kiểm tra chi tiết theo trình tự

- Chất lượng về cường độ vật liệu.

- Kết quả đo đạc mặt cắt hiện tại của các cấu kiện.

- Ứng suất biến dạng của những cấp tải trọng khác nhau.

- Hồ sơ về phương pháp thi công (chất lượng thi công bêtông, phương pháp tạo dự ứng lực, quá trình bảo dưỡng...).

- Sự thay đổi của môi trường và ảnh hưởng của nó đến kết cấu từ thời gian xây dựng cho đến nay (lún, nghiêng, trượt, hư hỏng do băng tuyết, do hoả hoạn và sự suy thoái của vật liệu).

- So sánh giá trị ứng suất và độ võng đo được do tải trọng thực tế với giá trị tính toán.

- Sự chuyển dịch do sự lún không đều của gối.

- Chức năng của kết cấu gối.

b) Tính toán khả năng chịu tải của kết cấu BTCT

Khả năng chịu tải của dầm BTCT được tính toán trên cơ sở xem xét về cường độ bêtông, cường độ của cốt thép và kích thước của cấu kiện (bao gồm mặt cắt ngang thực tế của bêtông, số lượng, vị trí kích thước của cốt thép và điều kiện liên kết giữa cốt thép và bêtông). Để xác định khả năng chịu tải của dầm BTCT chúng ta tính toán những vấn đề sau đây:

- Tính toán khả năng chịu tải theo mômen uốn:

Mômen giới hạn của một tiết diện tính toán được xác định từ phương trình cân bằng của nội lực tác dụng lên tiết diện, trong đó nội lực của phần bêtông chịu tải nén được xác định căn cứ vào kích thước và chất lượng của bêtông, còn nội lực trong cốt thép chịu kéo được xác định căn cứ vào kích thước và chất lượng của cốt thép.

- Tính toán khả năng chịu tải theo lực cắt. Lực cắt giới hạn của tiết diện tính toán hoặc một liên kết tính toán cũng được xác định dựa trên kích thước và chất lượng của các loại vật liệu bêtông, cốt đai, cốt xiên có tiết diện.

- Tính toán độ cứng của dầm:

Độ cứng của dầm thể hiện qua độ võng dưới tác dụng của tải trọng tiêu chuẩn hay tải trọng sử dụng. Khi tính toán độ cứng của dầm phải xét tới môđun đàn hồi thực tế của bêtông và thép cũng như mômen quán tính của tiết diện có xét tới ảnh hưởng của các khuyết tật và nứt.

c) Tính toán khả năng chịu tải của kết cấu bêtông dự ứng lực

Dầm bêtông dự ứng lực thoả mãn các điều kiện sau đây được coi là tốt và bền vững:

- Không có vết nứt do sai sót trong thi công.

- Không bị hư hỏng do hoả hoạn, nước hay các yếu tố khác.

- Không bị thiếu hụt về mặt ngang.

- Việc tạo ứng suất trước được đảm bảo đúng như thiết kế.

Khi dầm bêtông dự ứng lực có vết nứt ở gần vị trí có mômen uốn lớn nhất, có thể đánh giá rằng ứng suất trước trong cốt thép dự ứng lực đã bị suy giảm. Trong trường hợp này phải xác định được ứng suất thực tế hay còn gọi là ứng suất có hiệu tồn tại trong cốt thép dự ứng lực. Việc xác định này rất khó khăn, đã có nhiều phương pháp được đề nghị như phương pháp đo "mômen khử nén", phương pháp cân gối tựa... nhưng không phải luôn luôn có được kết quả chính xác.

Lúc này khả năng chịu tải của dầm bêtông dự ứng lực sẽ phụ thuộc chủ yếu vào dự ứng có hiệu đồng thời có xét đến sự giảm kích thước thực tế của dầm.

+ Khi dự ứng lực vẫn đảm bảo theo đúng thiết kế, chỉ có các mặt cắt thực tế bị giảm yếu thì khả năng chịu tải của dầm sẽ được tính toán theo mặt cắt giảm này.

3.7.4.2.2. Phân loại chất lượng công trình qua kiểm tra chi tiết định kỳ

3.7.4.2.2.1. Đánh giá theo khả năng chịu tải của kết cấu

+ Đánh giá theo trạng thái ứng suất của kết cấu BTCT:

- Trường hợp ứng suất bêtông thu được bằng tính toán hay thử nghiệm vượt quá 75% cường độ tiêu chuẩn hay ứng suất của cốt thép vượt quá giới hạn đàn hồi - dầm BTCT này được quy định thuộc loại AA.

- Trường hợp ứng suất của bêtông thu được bằng tính toán hay thử nghiệm tải trọng vượt qua ứng suất cho phép nhưng có dưới 75% của cường độ tiêu chuẩn và ứng suất cốt thép trên 70% nhưng dưới 100% ứng suất đàn hồi, dầm bêtông này được quy định thuộc loại A_1.

- Trường hợp ứng suất của bêtông thu được bằng tính toán hay thử nghiệm tải trọng vượt quá ứng suất cho phép của bêtông nhưng còn dưới 75% ứng suất đàn hồi, dầm BTCT này được quy định thuộc loại A_2 đến C (tuỳ thuộc vào những hư hỏng và khuyết tật khác).

- Trường hợp ứng suất của bêtông thu được bằng tính toán hay thử nghiệm tải trọng dưới ứng suất cho phép của bêtông và ứng suất cốt thép cũng dưới ứng suất cho phép dầm BTCT này được quy định thuộc loại S.

+ Đánh giá theo trạng thái ứng suất của kết cấu bêtông dự ứng lực:

Để đánh giá dầm bêtông dự ứng lực cần phải nghiên cứu xem xét một cách đồng bộ về ứng suất trước và độ võng của dầm.

+ Đánh giá về ứng suất.

+ Đánh giá về dự ứng lực có hiệu.

Hiện nay chưa có một phương pháp có hiệu quả để xác định dự ứng lực có hiệu trong cốt thép dự ứng lực, do đó, nói chung dự ứng lực có hiệu vẫn được xem giống như thiết kế đã quy định với điều kiện là việc thi công bêtông được thực hiện với chất lượng vật liệu tốt, đảm bảo đúng quy định thi công và việc giám sát chất lượng tạo dự ứng lực đạt đúng yêu cầu thiết kế.

Ngoài ra trong trường hợp ở phần chịu kéo xuất hiện những vết nứt khi có hoạt tải và những vết nứt này khép lại khi có tĩnh tải thì dự ứng lực có hiệu sẽ được đánh giá bằng phương pháp đo "mômen khử nén".

+ Đánh giá về khả năng chịu tải:

Khả năng chịu tải của kết cấu sẽ được đánh giá theo kết quả tính toán dựa trên dự ứng lực có hiệu quả đúng như đã quy định trong thiết kế hoặc được đánh giá bằng phương pháp đo "mômen khử nén".

- Trường hợp dầm không có vết nứt. Nói chung người ta thiết kế dầm bêtông dự ứng lực là nhằm mục đích để không có vết nứt ở phần chịu kéo khi có mômen uốn. Trong trường hợp dầm không có vết nứt trong vùng chịu kéo khi có hoạt tải thì dầm được đánh giá là an toàn trong khai thác và dự ứng lực đang phát huy có hiệu quả.

- Trường hợp vết nứt xuất hiện dưới tác dụng của hoạt tải:

Khi dự ứng lực bị giảm sút có thể do những nguyên nhân như tạo dự ứng không đủ, neo cốt thép không tốt, rão, trùng hoặc đứt cốt thép... vết nứt sẽ xuất hiện trong cùng chịu kéo dưới tác động của hoạt tải, dự ứng lực có hiệu được đánh giá bằng phương pháp "mômen khử nén". Ứng suất trước có hiệu được đánh giá có thể gây ra ứng suất âm ở mép đáy dầm trong khoảng từ 0 đến 80kG/cm^2.

- Trường hợp vết nứt xuất hiện dưới tác dụng của tĩnh tải:

Lúc này chúng ta phải xem xét dầm bêtông dự ứng lực như một dầm BTCT thường vì nó đã mất dự ứng lực có hiệu. Do được coi là một dầm BTCT nên nó có khả năng chịu tải trọng và tiếp tục khai thác trong một thời gian ngắn tuỳ thuộc vào điều kiện môi trường và hiệu quả bảo vệ cốt thép dự ứng lực, đồng thời phải giảm tải nhanh chóng thực hiện các biện pháp tăng cường.

+ Đánh giá về độ võng của dầm bêtông dự ứng lực:

Dầm BTCT nhất là bêtông dự ứng lực thường võng rất nhỏ, thường nhỏ hơn các giá trị tính toán thiết kế có các kết cấu phụ như mặt đường, bộ hành, lan can làm cản trở độ võng chung, phần độ võng do tĩnh tải. Điều quan trọng là phải nghiên cứu các số liệu diễn biến tăng dần của độ võng theo thời gian. Những số liệu đó báo hiệu những suy thoái bất thường của vật liệu như mất dự ứng lực có hiệu, xuất hiện vết nứt, ép cục bộ mối nối... Những dấu hiệu tăng bất thường của độ võng đó nhắc nhở chúng ta phải có các quyết định kiểm tra chi tiết đặc biệt thêm.

3.7.4.2.2.2. Đánh giá theo khả năng sử dụng của kết cấu

Trong một số trường hợp hư hỏng công trình gây hại cho khả năng chịu lực của công trình thì ít nhưng lại có thể gây tổn hại đến công trình khác, đe doạ đến an toàn tính mạng của con người ở khu vực xung quanh, thí dụ tróc mảng bêtông có thể rơi xuống phương tiện hay người đi lại dưới cầu vượt hay sông thông thuyền thì ngoài việc đánh giá về cường độ của kết cấu còn phải đánh giá về sự an toàn đối với các công trình và con người xung quanh. Sự đánh giá được căn cứ vào quy định tổng quát sau:

- Trường hợp có thể gây thiệt hại lớn đến công trình xung quanh hay có thể gây chết người mà chưa tiến hành biện pháp phòng ngừa hay sửa chữa thì kết cấu này quy định thuộc loại AA.

- Trường hợp có thể gây ra thiệt hại lớn đến công trình xung quanh hay có thể gây tai nạn cho con người trong tương lai, kết cấu được quy định thuộc loại A_1, A_2.

3.7.4.2.2.3. Đánh giá về tính bền

Có nhiều trường hợp dầm vẫn được đánh giá là đủ về cường độ ngay cả khi có những hư hỏng xuất hiện. Thí dụ dầm được thiết kế với tải trọng cao, mà trong hiện tại chưa có tải trọng đó vì vậy mặc dù dầm có một số hư hỏng xuất hiện không phải do hoạt tải sử dụng mà do một số nguyên nhân nào đó như thiên tai... Xét về cường độ của dầm trong thực tế vẫn đủ, nhưng xét về tính bền lâu của công trình vẫn cần phải đánh giá phân loại chất lượng và tiến hành sửa chữa. Những tiêu chuẩn đánh giá được quy định tổng quát như sau:

+ Trường hợp bêtông bị trung tính:

- Độ trung tính của bêtông đạt tới độ sâu đặt cốt thép nó làm gỉ cốt thép và xuất hiện những vết nứt ở bêtông. Được đánh giá thuộc loại A_2.

- Những trường hợp khác tuỳ theo mức độ quy định thuộc loại B hay C.

+ Trường hợp hư hỏng do muối:

- Nước gỉ xuất hiện ra ngoài ở những vết nứt hay chỗ rỗ tổ ong, bêtông bị tróc mảng vì gỉ và sự nở trương của cốt thép và cốt thép chủ bị lộ ra. Được đánh giá thuộc loại A_1, A_2 tuỳ theo mức độ.

- Nước gỉ xuất hiện trên bề mặt của bêtông nhưng hoặc là những vết nứt hoặc là sự tróc mảng chưa xuất hiện, thuộc loại B, A_2.

- Những trường hợp khác tuỳ thuộc theo mức độ loại B, C.

3.7.4.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Chuẩn đánh giá trong kiểm tra chi tiết đặc biệt cũng chính là chuẩn đoán đánh giá đã được sử dụng trong kiểm tra chi tiết định kỳ nhưng đối với bộ phận công trình.

3.7.5. Mẫu hồ sơ kiểm tra

Thông thường, kiểm tra chi tiết nhằm xây dựng trạng thái mẫu mới của công trình, do đó phải tuyệt đối tuân theo những vấn đề về xây dựng hồ sơ công trình đã được trình bày trong quyển 3 "Hồ sơ công trình".

3.7.5.1. Kiểm tra chi tiết đầu tiên

Trong kiểm tra chi tiết đầu tiên, cơ quan quản lý công trình phải hoàn thiện phần 2 "Hồ sơ hoàn công và trạng thái mẫu". Trong số các tài liệu yêu cầu, quan trọng hơn cả là "Biên bản kiểm tra chi tiết đầu tiên" và "Biên bản thử tải của công trình". Ngoài ra, cũng như trong công tác kiểm tra định kỳ, phải hoàn thiện phiếu nhận dạng công trình. Biên bản kiểm tra chi tiết đầu tiên có thể dùng mẫu biên bản kiểm tra chi tiết định kỳ trình bày trong phụ lục 3. Biên bản thử tải công trình sử dụng theo quy định.

3.7.5.2. Kiểm tra chi tiết định kỳ

Mẫu biên bản kiểm tra chi tiết định kỳ được trình bày trong phụ lục 3. Mẫu này có thể còn chưa đầy đủ, do đó đối với các loại kiểm tra chi tiết không có trong mẫu cần phải bổ sung vào. Ngoài ra kèm với biên bản kiểm tra chi tiết cần phải có các báo cáo kết quả thí nghiệm được thực hiện trong công tác kiểm tra chi tiết.

3.7.5.3. Kiểm tra chi tiết đặc biệt

Mẫu biên bản kiểm tra chi tiết định kỳ có thể cải biến để sử dụng cho kiểm tra chi tiết đặc biệt chỉ đối với một bộ phận công trình.

Chương 4

CHẨN ĐOÁN MÓNG MỐ TRỤ CẦU

4.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Để đánh giá hiện trạng móng của mố trụ các cầu hiện đang khai thác sẽ áp dụng kết hợp nhiều biện pháp và tiến hành theo trình tự như sau:

1- Phân tích và xử lý các tài liệu hồ sơ thiết kế cũ (nếu có) của cầu hoặc của các cầu khác ở trên cùng tuyến có đặc điểm tương tự về cấu tạo và thời gian thi công, điều kiện khai thác, lịch sử khai thác cầu.

2- Tiến hành thị sát và khảo sát phần lộ ra trên mặt đất, trên mặt nước để đánh giá sơ bộ về hiện trạng vật liệu, các khuyết tật, các biến dạng nghiêng và lún diễn biến qua thời gian. Riêng phần ảnh hưởng của xói lũ sẽ không đề cập đến trong nghiên cứu này.

3- Tiến hành đào hố quan sát tại cạnh mép đáy móng để thu thập số liệu.

4- Sử dụng các phương pháp địa từ trường và các phương pháp khác (ví dụ PIT) để xác định gần đúng chiều dài cọc trong móng cọc.

5- Căn cứ kích thước mặt bằng và chiều cao bệ móng (đã khảo sát được), dự đoán về một số phương án sơ đồ bố trí cọc trên mặt bằng và kích thước mặt cắt cọc (nếu không có tài liệu thực tế đáng tin cậy) Cũng có thể dự đoán về kích thước móng nông và móng giếng chìm.

6- Dựa trên kết quả xuyên SPT và CPT, lập hình trụ lỗ khoan ở vị trí cạnh mép mố trụ cần đánh giá. Nếu có điều kiện hoặc cần thiết thì tiến hành khoan lấy mẫu đưa về phòng thí nghiệm để xác định các chỉ tiêu cơ-lý của các lớp địa chất.

7- Đề ra các giả thiết khác nhau (từ xấu nhất đến tốt nhất) về sơ đồ bố trí của móng (móng nông, móng cọc, móng giếng chìm), bao gồm các kích thước cơ bản, độ chôn sâu của móng (chiều dài cọc), số lượng và cách bố trí cọc trong bệ, v.v... Đề ra các giả thiết để xét đến các hư hỏng, các khuyết tật của vật liệu và kết cấu do khảo sát phát hiện ra.

8- Tiến hành tính toán theo các giải thiết nói trên, bắt đầu từ tình huống không biết gì về cấu tạo móng đến các tình huống có thêm các thông tin giả định chính xác hơn. Phương pháp tính toán dựa theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành.

9- Tiến hành đo thử tải cầu dưới tác dụng của các xe hàng ngày thường xuyên chạy qua cầu.

10- So sánh kết quả thử cầu với các kết quả tính toán về biến dạng, độ lún, tần số (hay chu kỳ dao động của đỉnh bệ móng).

11- Kết luận về khả năng thông xe theo các hoạt tải đã nói trên.

Nội dung cụ thể của một số biện pháp quan trọng như sau:

4.1.1. Phân tích và xử lý các tài liệu hồ sơ thiết kế cũ

Phân tích và xử lý các tài liệu hồ sơ thiết kế cũ (nếu có) của cầu hoặc của các cầu khác ở trên cùng tuyến có đặc điểm tương tự về cấu tạo và thời gian thi công, điều kiện khai thác, lịch sử khai thác cầu. Thực tế đa số các cầu xây dựng từ những năm 1927-1930 đều dùng móng giếng chìm hoặc móng nông. Các số liệu này sẽ được tập hợp từ các tài liệu cũ lưu trữ tại các cơ quan tư vấn. Đối với một cầu cụ thể nào đó, những thông tin cũ rất hữu ích, đặc biệt là nếu biết về các đợt kiểm định, thử tải, gia cố, tăng cường, sữa chữa qua các năm. Các số liệu thu thập được sẽ dùng để tính toán lại móng theo các phương pháp thông thường có xét đến chiết giảm do các khuyết tật và hư hỏng thực tế.

4.1.2. Khảo sát phần lộ ra trên mặt đất, trên mặt nước

Công tác thị sát và khảo sát phần lộ ra trên mặt đất, trên mặt nước sẽ cung cấp các thông tin để đánh giá sơ bộ về hiện trạng vật liệu, các khuyết tật, các biến dạng nghiêng và lún diễn biến qua thời gian. Riêng phần ảnh hưởng của xói lũ sẽ không đề cập đến trong nghiên cứu này. Phương pháp thị sát và khảo sát như thông thường, có sử dụng các thiết bị từ đơn giản đến phức tạp dần tuỳ theo mức độ khảo sát cần thiết:

- Các thiết bị trắc đạc có độ chính xác cao.
- Thiết bị đo độ nghiêng lệch của đỉnh móng.
- Thiết bị đo độ lún và đặc trưng dao động của đỉnh móng.
- Các thiết bị đo mức độ suy thoái của vật liệu (bêtông, thép).

4.1.3. Đào hố quan sát tại mép đáy móng để thu thập số liệu

Ngay cả trong trường hợp có bản vẽ cũ, việc đào hố quan sát ở góc của bệ móng cho đến cao độ đáy bệ móng để quan sát thực tế là rất cần thiết. Hố đào này rộng khoảng 1,2-1,5 m, sâu đến thấp hơn cao độ đáy bệ móng khoảng 0,2m sao cho đủ để quan sát và chụp ảnh, nhận xét được về cao độ đáy bệ móng, dự đoán về bố trí cọc dưới đáy bệ hoặc kích thước mặt bằng của đỉnh giếng chìm. Trường hợp trụ có nước ngập không thể đào hố quan sát ngay được thì đành áp dụng các biện pháp gián tiếp khác để dự đoán, nhưng khi thi công sửa chữa cần làm vòng vây, hút nước và đào hố quan sát lại để có thêm thông tin về hiện trạng móng. Từ đó có thể sửa đổi và cải tiến đồ án thiết kế tăng cường móng. Cũng nhờ hố đào này, có thể gắn một đầu đo địa từ trường vào đỉnh cọc biên để đo chiều sâu của cọc bằng phương pháp địa từ trường, sai số khoảng 20%.

4.1.4. Dự đoán về một số phương án sơ đồ bố trí cọc

Căn cứ kích thước mặt bằng và chiều cao bệ móng (đã khảo sát được), có thể dự đoán được về một số phương án sơ đồ bố trí cọc trên mặt bằng và kích thước mặt cắt cọc (nếu không có tài liệu thực tế đáng tin cậy).

Nếu là móng cọc thì khi đo được bề rộng bệ móng B (đo theo hướng dọc cầu), bề dài bệ móng L và bề rộng cọc d thì có thể vẽ thử một số sơ đồ bố trí cọc khác nhau theo quy định chung như:

- Cự ly từ mép bệ đến mép cọc biên ít nhất bằng 0,25m.
- Cự ly tim cọc ít nhất bằng 3d.

Nếu đào 2 hố đào ở 2 góc bệ theo cạnh dọc cầu có thể đoán được sự bố trí hàng cọc theo mặt cắt dọc cầu.

Nếu biết kích thước mặt cắt cọc có thể dự đoán khả năng chịu lực của cọc theo vật liệu (BTCT, thép), kết hợp với kết quả tính các tổ hợp tải trọng tác dụng đến đáy bệ móng, có thể ước tính được tổng số cọc trong bệ (ước lượng 2 trị số bi quan nhất và lạc quan nhất). Từ đó suy đoán được sự bố trí cọc theo mặt cắt ngang cầu và kết hợp với kết quả của máy đo địa từ trường về ước đoán chiều dài cọc, chúng ta sẽ lập xong được các sơ đồ ước đoán về bố trí cọc trong bệ.

Nếu biết chắc là móng nông thì vấn đề sẽ đơn giản hơn, chỉ cần đo B, L, H của bệ móng.

Nếu biết là móng giếng chìm thì đương nhiên đã xác định được các kích thước B, L ở đỉnh giếng. Nhưng để xác định chiều sâu của giếng chìm thì không có máy đo nào ước đoán được. Vì vậy phải dùng các phương pháp giả định chiều sâu căn cứ vào kết quả khảo sát địa chất bằng phương pháp xuyên và khoan thăm dò. Có thể đoán được tầng đất nào đủ khoẻ để đặt đáy giếng chìm.

4.1.5. Sử dụng các kết quả thí nghiệm xuyên SPT và CPT

Dựa trên kết quả xuyên SPT và CPT tại hiện trường, lập hình trụ lỗ khoan ở vị trí cạnh mép mố trụ cần đánh giá. Nếu có điều kiện hoặc cần thiết thì tiến hành khoan lấy mẫu đưa về phòng thí nghiệm để xác định các chỉ tiêu cơ-lý của các lớp địa chất (xem phụ lục về phương pháp xuyên tiêu chuẩn SPT và phương pháp xuyên tĩnh cùng các công thức suy diễn kết quả). Đã có nhiều nghiên cứu công bố trên thế giới về dùng kết quả SPT và CPT để tính ra sức chịu tải của nền tại các cao độ sâu khác nhau, cũng như tính ra sức chịu tải của cọc và dự đoán được chiều sâu cần phải đạt được của cọc. Từ kết quả SPT và CPT cũng có thể tính độ lún của móng cọc hay móng nông trong các loại địa tầng khác nhau.

4.1.6. Tính toán theo các sơ đồ đã giả thiết nói trên

Tiến hành tính toán theo các giả thiết nói trên, bắt đầu từ tình huống không biết gì về cấu tạo móng đến các tình huống có thêm các thông tin giả định chính xác hơn. Phương

pháp tính toán dựa theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành (Quy trình 1979, các TCN khác của Bộ GTVT) và có tham khảo thêm các tài liệu khác nhưng ghi rõ xuất xứ tham khảo.

Nếu biết chắc là móng nông, có thể căn cứ vào kết quả tổ hợp tải trọng mà tính thử về cường độ và biến dạng đất nền như một người thiết kế móng nông từ đầu. Trong khuôn khổ đề tài nghiên cứu sẽ lập các phần mềm máy tính chuyên dụng để tính toán nhanh chóng theo các sơ đồ giả định khác nhau và liệt kê các kết quả để kỹ sư thuận tiện phân tích so sánh.

Nếu biết chắc là móng cọc, cũng có thể căn cứ vào kết quả tổ hợp tải trọng mà tính thử về cường độ và biến dạng như một người thiết kế móng cọc bệ cao hay bệ thấp. Tuỳ theo hiện trạng của liên kết đầu cọc và đáy bệ mà áp dụng sơ đồ đầu cọc liên kết chốt hay liên kết ngàm vào bệ. Ví dụ với cọc thép đã gỉ nhiều, nên thiên về an toàn mà giả thiết chỉ cho cọc này chịu lực dọc trục, không chịu lực ngang. Khi đó sẽ cho sơ đồ đầu cọc là liên kết chốt với đáy bệ. Nếu móng còn tốt thì giả thiết đầu cọc ngàm vào đáy bệ. Trong khuôn khổ đề tài nghiên cứu cũng sẽ lập các phần mềm máy tính chuyên dụng để tính toán nhanh chóng theo các sơ đồ bệ cọc giả định khác nhau và liệt kê các kết quả để kỹ sư thuận tiện phân tích so sánh.

Nếu biết chắc là móng giếng chìm, cũng có thể căn cứ vào kết quả tổ hợp tải trọng mà tính thử về cường độ như một người thiết kế móng giếng chìm từ đầu để ước đoán chính xác hơn về cao độ đáy giếng chìm sao cho tương ứng. Sau đó sẽ tính độ lún do chỉ chịu hoạt tải thường xuyên để lấy số liệu so sánh với kết quả thử tải cầu.

Nên lập các phần mềm máy tính chuyên dụng để tính toán nhanh chóng theo các sơ đồ giếng chìm giả định khác nhau và liệt kê các kết quả để kỹ sư thuận tiện phân tích so sánh.

Nếu ở giai đoạn ban đầu khi chưa có điều kiện khảo sát kỹ để biết loại móng mà chỉ biết kích thước mặt bằng thì xử lý như sau:

- Giả thiết móng là móng nông đặt trên một nền quy ước đã được gia cố bằng cọc hay giếng chìm, giả thiết này giống như trường hợp của bài toán dùng cọc cát để gia cố nền yếu (nhưng ở đây là cọc thép hay cọc BTCT và vì vậy bản chất làm việc có sự khác nhau).

- Giải bài toán ứng suất nền bên dưới đáy móng nông quy ước (xét riêng trường hợp chỉ chịu tĩnh tải và riêng trường hợp chỉ chịu hoạt tải thường xuyên).

- Kết hợp với kết quả xuyên ở ngay sát bệ móng để suy ra ứng suất tiền cố kết trong các điểm ở lỗ xuyên với các độ sâu khác nhau, từ đó suy ra ứng suất hiện tại bên dưới bệ móng (với giả thiết là móng nông). Kiểm toán nền theo ứng suất đó.

- Tính toán độ lún dưới hoạt tải và dao động bệ dưới hoạt tải thường xuyên. So sánh với kết quả thử tải để kết luận về biến dạng cũng như soát lại các giả thiết đã dùng để tính toán theo các sơ đồ bi quan nhất và lạc quan nhất.

4.1.7. Thử tải

Tiến hành đo thử tải cầu dưới tác dụng của các xe hàng ngày thường xuyên chạy qua cầu.

- Đo độ lún đỉnh bệ móng.
- Đo độ nghiêng lệch của móng.
- Đo tần số và chu kỳ dao động.

4.2. PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG ĐỂ CÓ SỐ LIỆU BAN ĐẦU VỀ ĐỊA TẦNG PHỤC VỤ TÍNH TOÁN CHẨN ĐOÁN MÓNG CỦA MỐ TRỤ CẦU

4.2.1. Khái niệm chung

Các điều kiện địa chất công trình của khu vực xây dựng quyết định một phần lớn trong việc lựa chọn loại móng cũng như độ bền, độ ổn định của nền và công trình. Nhờ khảo sát địa chất công trình mà người ta biết được các điều kiện địa chất và các tính chất của đất đá. Các kết quả khảo sát sẽ được dùng để thiết kế nền và móng công trình.

Mục đích của việc khảo sát địa chất công trình là:

- Làm sáng tỏ hình dạng, thế nằm và tính liên tục của các lớp đất đá. Trong trường hợp móng đặt trên nền đá, phải được xác định các hệ thống khe nứt của chúng.
- Xác định bản chất đất đá ở các lớp khác nhau cũng như các tính chất cơ lý của chúng.
- Dự đoán các hiện tượng địa chất có thể xảy ra khi thi công công trình đồng thời đề ra những biện pháp khắc phục các điều kiện địa chất không thuận lợi.
- Tìm hiểu mực nước dưới đất, sự biến đổi của mực nước theo mùa và trong trường hợp cần thiết, xác định tính ăn mòn của nước đối với vật liệu xây dựng.

Dựa vào kết quả khảo sát địa chất công trình được trình bày dưới dạng các loại báo cáo và các kết luận kỹ thuật về những khối lượng công việc đã tiến hành, các bản đồ địa chất công trình, các mặt cắt địa chất, các kết quả nghiên cứu trong phòng và tại hiện trường, các bảng biểu người ta sẽ:

- Lựa chọn được các loại móng thích hợp cho các công trình.
- Xác định được các chiều sâu chôn móng, trị số áp lực tiêu chuẩn đất và tính toán nền theo yêu cầu của các tiêu chuẩn, quy phạm xây dựng hiện hành.
- Đánh giá khả năng thay đổi độ lún của công trình khi các điều kiện tự nhiên của khu vực xây dựng thay đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Thiết kế các biện pháp để bảo vệ các kết cấu ngầm khỏi bị ảnh hưởng của nước ngầm.

- Quyết định việc áp dụng hợp lý các phương pháp cải thiện tính năng xây dựng của đất nền nhằm làm giảm độ lún của móng, làm tăng độ bền, độ ổn định của công trình.

- Đề xuất các phương pháp hợp lý nhất để thi công nền móng cũng như phán đoán các trở ngại có thể xảy ra khi thi công đất.

- Chẩn đoán về khả năng chịu tải của móng cũ.

Việc khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng có thể tiến hành bằng các công trình thăm dò (các lỗ khoan, các hố đào....) hay bằng các thí nghiệm tại hiện trường như xuyên tĩnh, xuyên tiêu chuẩn, nén ngang, cắt cánh...

Chiều sâu và khoảng cách giữa các điểm khảo sát trong khu vực xây dựng phụ thuộc vào nhiều yếu tố:

- Theo mức độ phức tạp về điều kiện địa chất công trình khu vực xây dựng. Các yếu tố quyết định mức độ phức tạp về điều kiện địa chất công trình là:

+ Địa hình, địa mạo.

+ Cấu trúc địa chất và phạm vi chịu nén của đất khi chịu tác dụng của tải trọng công trình.

+ Tính chất cơ lý của đất đá.

+ Địa chất, thuỷ văn.

+ Các quá trình và hiện tượng địa chất động lực bất lợi nhất.

Theo đó, người ta chia làm các cấp: đơn giản, trung bình, phức tạp. Khi điều kiện địa chất công trình càng phức tạp thì khoảng cách giữa các công trình thăm dò thay đổi theo cấp độ phức tạp của điều kiện địa chất công trình như sau:

Đơn giản:	100 - 50m
Trung bình:	50 - 30m
Phức tạp:	30 - 20m

- Theo mức độ nghiên cứu của các điều kiện địa chất công trình khu vực xây dựng, người ta chia ra:

+ Vùng đã được nghiên cứu kỹ.

+ Vùng đã được nghiên cứu trung bình.

+ Vùng ít được nghiên cứu.

Với hai vùng sau, chiều sâu khảo sát phải lớn hơn 10m và vùng ít được nghiên cứu, mật độ các điểm khảo sát phải cao hơn.

- Theo kết cấu móng công trình. Chiều sâu khảo sát phụ thuộc vào kết cấu công trình. Khi không xác định được chiều dày lớp chịu nén của đất, có thể lấy chiều sâu khảo sát theo bảng sau:

Bảng 4.1 : Chiều sâu khảo sát địa chất cần thiết ít nhất để chẩn đoán móng

Móng vuông		Móng băng	
Tải trọng trên móng (Tấn)	Chiều sâu khảo sát (m)	Tải trọng trên móng (Tấn)	Chiều sâu khảo sát (m)
50	4-6	10	4-6
100	5-7	20	6-8
250	7-9	50	9-12
500	9-13	100	12-17
1000	11-15	200	17-20
1500	12-18		
5000	18-25		
15000	30		

Trong bảng trên, chiều sâu khảo sát tính từ cao độ đặt móng dự kiến hoặc từ mũi cọc (đối với móng cọc). Các trị số lớn của chiều sâu khảo sát tương ứng với khi có nước ngầm.

Kinh nghiệm cho thấy đối với phần lớn các công trình dân dụng và nông nghiệp, chiều sâu khảo sát thường không vượt quá 3 lần bề rộng của móng băng kể từ cao độ đặt móng. Việc bố trí các điểm khảo sát trong khu vực xây dựng phải được tiến hành sao cho có thể thu nhận được một hình ảnh địa chất tổng quát, với các chi tiết thích hợp về các tính chất xây dựng của đất đá và về nước dưới đất. Phải quan tâm hơn đến các vị trí phức tạp về địa chất hoặc nơi bố trí các hạng mục công trình có tầm quan trọng đặc biệt, bằng cách đặt ngay tại đó các điểm khảo sát với chiều sâu lớn hơn. Ở những nơi có diện tích nhỏ, mặt bằng chật hẹp thì nên cố gắng bố trí được 3 điểm khảo sát.

Nếu gặp đá, phải có một lỗ khoan sâu vào trong đá ít nhất là 3m để xác định xem đó là đá khối hay đá tảng, trừ khi biết rõ từ tài liệu sẵn có.

4.2.2. Công tác khoan lấy mẫu và thí nghiệm trong phòng

Khoan là biện pháp cơ bản để thăm dò đất đá, dùng các thiết bị khoan khác nhau khoan sâu vào trong lòng đất, lấy mẫu đất đá để thí nghiệm xác định các tính chất cơ lý của chúng sẽ được phân tích khá chính xác địa tầng của khu vực xây dựng.

Tuỳ theo chiều sâu khảo sát, tính chất đất đá của khu vực xây dựng mà người ta có thể khoan bằng dụng cụ khoan tay (khi chiều sâu lỗ khoan không lớn, đất mềm) hay bằng các máy khoan (khi chiều sâu khoan lớn và đá cứng). Các máy khoan có thể là loại tự hành (được đặt trên ô tô hoặc xe xích) như các máy UGB-50A, CBU-150-3IB của Liên Xô cũ, máy B-53 của Thuỵ Điển, máy BE - 50 của Pháp... hay là cố định như các máy UKB12-25 của Liên Xô cũ, máy Long-year 34 của Canada, máy khoan Koken-100, ToneTCD-1 của Nhật...

Tuỳ theo yêu cầu nghiên cứu mà người ta có thể lấy mẫu liên tục trên suốt chiều sâu lỗ khoan hay chỉ lấy tại những độ sâu nhất định, với những khoảng cách nhất định giữa các lần lấy mẫu. Khoảng cách này do mức độ phức tạp của điều kiện địa chất quyết định. Thường thì cứ 1-2m người ta sẽ lấy một lần. Khi các lớp đất đá thay đổi tính chất, khoảng cách lấy mẫu sẽ giảm đi còn khi lớp đất đá đồng nhất, chiều dày lớn thì khoảng cách giữa các lần lấy sẽ tăng lên. Các mẫu đất đá lấy lên được bảo quản cẩn thận theo các quy phạm hiện hành, vận chuyển về phòng thí nghiệm để xác định tính chất cơ lý của chúng.

Đối với đất, trong phòng thí nghiệm thường xác định một số chỉ tiêu sau: Thành phần hạt, khối lượng thể tích ở trạng thái tự nhiên và trạng thái khô, tỷ trọng, độ rỗng, độ ẩm, giới hạn Atterberg (giới hạn chảy, giới hạn dẻo), chỉ số dẻo, độ sệt, độ thấm, cường độ lực dính kết, góc ma sát trong, hệ số nén lún trong trường hợp nén không nở hông, môdun biến dạng, thí nghiệm đầm nện tiêu chuẩn. Việc thí nghiệm nén 3 trục hiện nay chưa được sử dụng rộng rãi ở nước ta, mặc dù mô hình thí nghiệm này phản ánh đầy đủ nhất trạng thái ứng suất trong tự nhiên và dưới nền công trình. Với các sơ đồ thí nghiệm khác nhau về mức độ cố kết và thoát nước sẽ cung cấp cho các nhà thiết kế các chỉ tiêu cơ lý cần thiết để tính toán, thiết kế nền móng công trình.

Đối với đá, người ta thường thí nghiệm để xác định một số chỉ tiêu như khối lượng thể tích (trạng thái tự nhiên và trạng thái khô), tỷ trọng, độ rỗng và mức độ hút nước, mức độ phong hoá (qua hệ số phong hoá), độ bền nén và cắt ở hai trạng thái khô và bão hoà, hệ số hoá mềm, hệ số Poatxông và môđun đàn hồi, các chỉ tiêu tính chất công nghệ (hệ số bền chắc và hệ số mài mòn...).

Tuỳ theo yêu cầu mà các chỉ tiêu cơ lý của các mẫu đá sẽ được xác định theo các cách khác nhau, theo quy phạm khác nhau, nhất là trong các công trình hợp tác với nước ngoài.

Từ các kết quả của việc khoan lấy mẫu, các kết quả thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của các mẫu đất đá sẽ lập được hình trụ các lỗ khoan, vẽ được các mặt cắt địa chất của khu vực xây dựng theo các hướng khác nhau. Điều này rất cần thiết cho việc thiết kế nền móng sau này. Kết quả khảo sát sẽ chính xác hơn khi ta kết hợp nhiều phương pháp khảo sát khác nhau, trên cùng một khu vực xây dựng như việc đối chiếu các kết quả khoan với các kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh hay xuyên tiêu chuẩn... sẽ làm việc phân định địa tầng khu vực xây dựng đáng tin cậy hơn nhiều.

4.2.3 Các thí nghiệm hiện trường

4.2.3.1. Thí nghiệm xuyên tĩnh (Cone Penetration Test - CPT)

Xuyên tĩnh tức là dùng lực tĩnh ấn một mũi xuyên hình côn có kích thước nhất định vào trong nền đất với một tốc độ không đổi.

Thực tế hiện nay đang dùng phổ biến loại máy xuyên tĩnh Gouda của Hà Lan có một số đặc điểm kỹ thuật chính như sau:

Loại mũi hình côn:	di động
Đường kính mũi côn:	35,7 mm
Góc nhọn mũi côn:	60°
Tiết diện mũi côn:	10 cm^2
Đường kính cần ngoài:	35,7 mm
Chiều dài đoạn cần xuyên:	1000 mm
Tốc độ xuyên:	2 cm /s
Dụng cụ đo ghi:	áp lực kế
Khả năng ấn:	100 kN

Kết quả thí nghiệm sẽ thu được sức kháng ở mũi xuyên và ma sát đơn vị ở đoạn măng xông gần mũi xuyên (thường ký hiệu là q_c và f_s). Ngoài ra người ta cũng xác định được chỉ số ma sát:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100\% \tag{4.1}$$

Qua sự thay đổi của các giá trị q_c, f_s và R_f sẽ xác lập được mặt cắt địa chất gần đúng của đất, phân định chính xác ranh giới giữa các lớp đất trong khu vực xây dựng và thông qua các giá trị trên, sẽ định hướng cho việc tính toán và thiết kế nền móng công trình.

Cho đến nay chưa có một tiêu chuẩn thống nhất để sử dụng kết quả làm cơ sở cho việc tính toán thiết kế nền móng, nhưng theo tiêu chuẩn ngành 20-TCN-174-89 về phương pháp thí nghiệm xuyen tĩnh thì có thể có một số quan hệ sau:

+ Độ chặt của cát được xác định theo sức kháng mũi xuyên q_c theo bảng 4.2

Bảng 4.2: Xác định độ chặt của cát tuỳ theo kết quả thí nghiệm xuyên

Loại cát	Sức kháng xuyên q_c (10^5 Pa)	Độ chặt
Cát hạt thô và cát hạt vừa	>150 = 50-150 < 50	chặt chặt vừa rời
Cát hạt mịn	> 120 = 40-120 < 40	chặt chặt vừa rời
Cát lẫn bụi	> 100 = 30-100 < 30	chặt chặt vừa rời
Cát bụi bão hoà	> 70 = 20-70 < 20	chặt chặt vừa rời

Chỉ số ma sát R_f cho đất nền vùng Hà Nội được xác định theo bảng 4.3

Bảng 4.3

Loại đất	Giới hạn q_c (10^5 Pa)	R_f (%)
Cát hạt thô	> 90	0,3-0,8
Cát hạt mịn	< 90	0,5-1,7
Cát bụi, cát pha	< 30	1-3
Sét pha	7-40	2-4
Sét	7-30	4-9
Bùn		0,2-5

Góc ma sát trong của đất cát được xác định theo giá trị của sức kháng mũi xuyên q_c theo bảng 4.4

Bảng 4.4

q_c (10^5 Pa)	φ (độ) ở độ sâu	
	2m	5m và lớn hơn
10	28	26
20	30	28
40	32	30
70	34	32
120	36	34
200	38	36
300	40	38

Cường độ lực dính kết không thoát nước C_u của loại đất sét (φ = 0) được xác định theo công thức dành cho loại mũi côn có áo bọc:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_0}{15 \div 18} \qquad (4.2)$$

trong đó: $\sigma_0 = \gamma.H$; với H- chiều dầy lớp đáy xuyên qua.

Sức chịu tải cho phép của móng nông (R_0) quy ước có chiều rộng xấp xỉ bằng chiều sâu chôn móng đối với loại đất sét, được xác định theo bảng 4.5.

Bảng 4.5

q_c (10^5 Pa)	q_c (10^5 Pa)
10	1,2
20	2,2
30	3,1
40	4,0
50	4,9
60	5,8

Với đất rời, theo quy phạm của Liên Xô cũ, sức chịu tải cho phép (R_0) được xác định theo bảng 4.6:

Bảng 4.6

Loại đất	q_c (10^5 Pa)	R_c (10^5 Pa)
Cát thô không phụ thuộc độ ẩm	>150	6
	50-150	5
Cát vừa không phụ thuộc độ ẩm	>150	5
	50-150	4
Cát mịn độ bão hoà G < 0,8	>120	4
	40-120	3
G > 0,8	40-120	3
	< 40	2
Cát bụi, độ bão hoà G < 0,5	> 100	3
	30 - 100	2,5
G = 0,5 - 0,8	> 100	2
	30 - 100	1,5
G > 0,8	> 0	1,5
	20 - 70	1,0

Môđun biến dạng E_0 của đất nền vùng Hà Nội được xác định theo q_c qua công thức:

$$E_0 = \alpha_0.q_c \qquad (4.3)$$

trong đó: Hệ số α_0 được lấy theo bảng 4.7

Bảng 4.7

Loại đất	Giới hạn q_c(10^5Pa)	α_0
Sét, sét pha chặt cứng	< 15	5 - 8
	> 15	3 - 6
Sét, sét pha dẻo mềm, dẻo chảy	> 7	4,5 - 5
	> 7	3 - 6
Bùn sét	W < 7%	3 - 6
	q_c < 6	
Bùn pha sét	W > 7%	2 - 4
Cát pha	10 - 35	3 - 6
Cát	> 20	1,5 - 3

Thí nghiệm xuyên tĩnh có thể tiến hành bằng xuyên tay (thao tác được thực hiện bằng tay), hay xuyên máy (lực nén được thực hiện bằng hệ thống thuỷ lực) hay máy xuyên tĩnh rung PVS (vừa xuyên vừa rung có cấu tạo rung). Những loại máy này được sử dụng rộng rãi ở nước ta. Gần đây, trên thế giới còn sử dụng phổ biến loại thiết bị xuyên có gắn thêm bộ phận đo áp lực nước lỗ rông được gọi là piezcone. Thiết bị này được máy tính hoá và cho ta đồng thời 4 thông số là lực kháng mũi xuyên q_c, ma sát đơn vị f_s, chỉ số ma sát R_f và áp lực lỗ rỗng u. Kết hợp các thông số với nhau, ta có thể xác định chính xác được địa tầng và các chỉ tiêu cơ học của các lớp đất đá, ngay cả nơi đất kẹp chỉ dầy khoảng 0,3 - 0,6 m.

4.2.3.2. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (Standard Penetration Test- SPT)

Thí nghiệm được tiến hành trong lỗ khoan.

Chỉ số SPT là số lần đập để ấn một ống mẫu tiêu chuẩn ngập sâu vào trong đất một đoạn bằng 30cm bằng năng lượng đập của một quả tạ có trọng lượng là 635N, rơi từ khoảng cách 75cm. Chỉ số này thường được ký hiệu là N.

Khi thí nghiệm, quả tạ đập vào phần dụng cụ khoan nhô lên mặt đất và truyền năng lượng đập ống xuống mẫu, nên phải đảm bảo sao cho năng lượng này không bị giảm đi do ma sát giữa trọng lượng rơi và các bộ phận khác. Sau khi thí nghiệm, lấy phần đất được giữ lại trong ống người ta có thể xác định được một số chỉ tiêu tính chất vật lý của nó (như thí nghiệm với mẫu đất rời). Từ các giá trị N thu được có thể đánh giá một số đặc trưng khác của đất theo các công thức kinh nghiệm.

Trạng thái của đất dính được xác định theo bảng 4.8.

Bảng 4.8

N	Trạng thái đất
< 2	rất mềm
2-4	mềm
4-8	dẻo mềm
8-15	dẻo
15-30	dẻo cứng
> 30	cứng

Độ chặt tương đối của đất cát, theo Terzaghi và Peck cũng như tiêu chuẩn BS-1377 của Anh quan hệ với giá trị của N theo bảng 4.9.

Bảng 4.9

N	Độ chặt tương đối	
< 4	< 0,15	rất rời rạc
4 - 10	0,15 - 0,35	rời rạc
10 - 30	0,35 - 0,65	chặt vừa
30 - 50	0,35 - 0,85	chặt
> 50	> 0,85	rất chặt

Góc ma sát trong của đất cát có thể tính theo giá trị của N bằng rất nhiều công thức khác nhau:

+ Theo công thức của Peck.

$$\gamma = 0,3\ N + 27 \quad (4.4)$$

+ Theo công thức của Dunham

$$\gamma = \sqrt{12N} + 20 \quad (4.5)$$

+ Theo công thức đã dẫn trong sách cơ học đất của H.G.Larew.

$$\gamma = N/4 + 28,5 \quad (4.6)$$

Khi cát ẩm, góc ma sát trong giảm đi từ 1-2 %.

Với cuội sỏi hay đá vụn có cùng độ chặt, góc ma sát trong công thức trên giảm đi từ 2-6 %.

Người ta cũng lập được đồ thị biểu thị quan hệ giữa môđun biến dạng E_0 với chỉ số N cùng với các áp lực tới hạn khác nhau. Nói chung môđun biến dạng tỉ lệ thuận với chỉ số xuyên tiêu chuẩn. Khi áp lực tới hạn càng tăng thì E_0 càng giảm.

Thí nghiệm SPT thường ít dùng cho các loại đất dính. Nhưng nếu dùng thì theo Terzaghi và Peck, cũng có thể đánh giá sức chịu tải của chúng theo chỉ số N ở bảng 4.10.

Bảng 4.10

N	Trạng thái đất	Sức chịu tải cho phép (10^5Pa)
0 - 2	Rất mềm	0,22
2 - 4	Mềm	0,22 - 0,45
4 - 8	Dẻo mềm	0,45 - 0,90
8 - 15	Dẻo	0,90 - 1,8
15 - 30	Dẻo cứng	1,8 - 3,60
> 30	Cứng	> 3,6

Chỉ số SPT cũng có quan hệ với sức kháng mũi xuyên trong thí nghiệm xuyên tĩnh theo các công thức kinh nghiệm khác nhau cho mỗi loại đất.

Meyerhof (1956) đã đưa ra công thức dùng cho cát mịn:

$$P_c = 0,4\ N \quad (4.7)$$

trong đó: P_c được tính bằng MPa.

Theo Meigh và Nixon (1961) thì hệ số tỉ lệ giữa q_c và N thay đổi từ 0,25 với cát bụi hạt mịn tới 1,2 hoặc lớn hơn cho các loại sỏi cuội, có rất nhiều tác giả đã đề ra hệ số này.

4.2.3.3. Thí nghiệm cắt cánh (Vane test)

Thí nghiệm cắt cánh nhằm đo ngẫu lực cực đại cần thiết ở máy để cắt loại đất cần nghiên cứu, từ đó xác định được cường độ lực dính kết không thoát nước c_u của loại đất dính thuần tuý (bùn, than bùn, sét mềm). Về cấu tạo, máy cắt cánh gồm hộp đo ngẫu lực, cần nối và cánh cắt.

Cánh cắt gồm 4 bản hình chữ nhật ghép vuông góc với nhau. Một bộ cánh cắt gồm 3 cỡ đường kính khác nhau (50, 75, 100mm), chiều cao cánh bằng hai lần đường kính của nó (H/D = 2). Tuỳ theo từng loại đất mà chọn loại cánh cắt cho phù hợp. Thường dùng loại D = 75 mm. Khi đất rất yếu, $C_u < 0{,}2.10^5$Pa thì dùng loại cánh cắt D = 1000mm. Khi đất sét tương đối cứng có $C_u > 10^5$Pa thì nên dùng loại cánh cỡ D = 50 mm. Thiết bị cắt cánh được đưa xuống tới chiều sâu thí nghiệm trong mỗi lỗ khoan đã có sẵn.

Đặc trưng duy nhất mà cắt cánh có thể đo được là sức kháng cắt - Trong trường hợp góc ma sát trong bằng không ($\varphi = 0$) thì đây cũng chính là cường độ lực dính kết. Muốn cho thí nghiệm cắt cánh không có sự thoát nước thì phải thoả mãn các điều kiện sau:

- Hàm lượng hạt sét trong đất phải > 30%.
- Đất phải bão hoà nước hoàn toàn.
- Không có các lớp thấu kính cát nằm xen kẹp với lớp sét để tạo cơ hội thoát nước cục bộ.

Khi thí nghiệm người ta cũng xác định được sức chống cắt của đất ở trạng thái bị phá huỷ sau khi đã quay cánh cắt 15 vòng.

Độ bền cắt của đất được xác định theo công thức:

$$\tau = \frac{M}{\pi(D^2 H/2 + D^3/6} \qquad (4.8)$$

trong đó:

τ - độ bền (sức chống) cắt của đất

M- mômen của ngẫu lực tương ứng

D,H - đường kính và chiều cao của cánh cắt

Thay H = 2D vào công thức trên ta được:

$$\tau = \frac{M}{\frac{7}{6}\pi D^3} \qquad (4.9)$$

Các giá trị của τ tìm được cũng chính là các cường độ lực dính kết không thoát nước của đất khi cho $\varphi = 0$

Đồng thời người ta cũng xác định được độ nhậy của đất sét.

$$S_r = \frac{\text{Cường độ lực dính kết của đất nguyên dạng}}{\text{Cường độ lực dính kết của đất phá huỷ}} = \frac{C_u}{C_r} \qquad (4.10)$$

Tuỳ theo trị số của S_t mà người ta phân loại như sau:

$S_t < 1$: đất không nhạy

= 1-2: đất có độ nhạy thấp

= 2-4: đất có độ nhạy trung bình

= 4-8: đất nhạy

> 8: đất cực nhạy

Nói chung thiết bị cắt cánh hiện trường là loại thiết bị khảo sát đơn giản, nhẹ nhàng, dễ sử dụng. Kết quả thí nghiệm thu được rất có ích trong việc nghiên cứu tính ổn định của công trình trên nền đất yếu.

4.2.3.4. Thí nghiệm nén ngang (Pressuremeter Test)

Thí nghiệm nén ngang tức là dùng áp lực để làm nở theo chiều ngang một buồng nén hình trụ đã được đặt sẵn tại một chiều sâu nhất định trong lỗ khoan có đường kính tương ứng với buồng nén. Do tiếp xúc với đất đá bên trong thành lỗ khoan nên khả năng giãn nở theo chiều ngang của buồng nén dưới áp lực khác nhau phụ thuộc vào tính chất biến dạng của các loại đất trên thành lỗ khoan. Bằng quan hệ giữa áp lực nén và thể tích buồng nén, người ta xác định được các đặc trưng biến dạng và độ bền của đất.

Hiện nay ở nước ta thường dùng thiết bị nén ngang của hãng Menard của Pháp. Buồng nén được đưa xuống tới chiều sâu định thí nghiệm trong lỗ khoan. Việc giữ thành lỗ khoan ổn định đôi khi phải dùng dung dịch sét hay ống chống. Khi tăng tải, buồng nén nở ra ép vào thành lỗ khoan. Đất đá ở đây biến dạng càng nhiều thì lượng nước bơm thêm vào buồng nén càng lớn. Tại mỗi cấp áp lực đã ổn định, người ta đọc sự thay đổi thể tích buồng nén sau 30 giây và 60 giây. Số cấp áp lực thường trong khoảng 6-14 cấp.

Vẽ đường cong nén ngang biểu thị sự biến thiên của thể tích buồng nén theo áp lực tác dụng [V= f(p)]. Sau khi hiệu chỉnh, sẽ suy ra được các giá trị của các đặc trưng nén ngang:

* Môđun nén ngang E đặc trưng cho giai đoạn giả đàn hồi của đất thí nghiệm. Cần phân biệt môđun này với môđun nén một trục, giữa chúng có quan hệ thực nghiệm riêng. Môđun nén ngang của đất giữ vai trò chủ yếu trong việc tính toán độ lún của nền móng. Theo Lame, môđun nén ngang được tính theo công thức:

$$E = 2(1+\nu)(V_0 + V_m)\frac{\Delta P}{\Delta V} \tag{4.11}$$

trong đó:

ν - hệ số Poisson, lấy bằng 0,33.

V_0- thể tích buồng nén (phần giữa) khi rỗng không

V_m- thể tích trung bình của chất lỏng đưa vào buồng nén

Δ_p - trị số chênh lệch áp lực nén

Δ_v - trị số chênh lệch thể tích buồng nén

* Áp suất giới hạn P_l tương ứng với giới hạn phá huỷ hoàn toàn của đất khi đất chịu áp lực tăng đều trên thành lỗ khoan.

Theo lý thuyết, áp suất giới hạn là hoành độ của tiệm cận đứng của đường cong nén ngang V = f(p). Nó được xác định một cách quy ước ứng với khi thể tích buồng nén tăng gấp 2 lần so với thể tích ban đầu.

Thực tế, ta có thể lấy giá trị P_l tương ứng với thể tích buồng nén bằng 700 cm^3.

Áp suất chảy P_f : áp suất này thường bằng (1/2-2/3) áp suất giới hạn.

Theo Tiêu chuẩn xây dựng 20TCN 112 - 84 thì giá trị của môđun nén ngang và áp suất giới hạn của một loại đất được nêu trong bảng 4.11

Bảng 4.11

Đất đá	E, 10^5Pa	P_l, 10^5Pa
Bùn và than bùn	2-15	0,2-1,5
Sét nhão	5-30	0,5-3
Sét dẻo	30-50	3-8
Sét cứng	80-400	6-20
Bụi	20-100	2-15
Cát pha bùn	5-20	1-5
Cát và sỏi cuội	80-400	12-50
Cát trầm tích	75-400	10-50
Đất lấp mới	5-50	0,5-3
Đất lấp cũ	10-150	4-10
Đá vôi	800-2000	30-100

Theo M. Bustement và L. Gianesell thì dựa vào áp suất giới hạn, người ta có thể phân loại đất đá thành nhiều nhóm với giá trị khác nhau của P_l như trong bảng 4.12

Bảng 4.12

P_l, 10^5Pa	Loại đất	Nhóm
1	2	3
0,7	Sét mềm	
0,8	Bụi và đất phần mềm	1
0,7	Cát pha sét lẫn bụi hoặc bùn chảy	

1	2	3
1 - 1,8	Cát chặt vừa	2
1,2 - 3	Sét và bụi chặt	
1,5 - 4	Đá macnơ và macnơ vôi	
1 - 2,5	Đá phấn phong hoá	
3	Đá vôi vỡ vụn	
4,5	Đá macnơ rất chặt	
2,5	Cát sỏi chặt đến rất chặt	3
4,5	Đá vỡ vụn	

Cũng theo Tiêu chuẩn 20TCN-112-84, người ta cũng đánh giá đặc tính của đất được nghiên cứu qua tỷ số giữa môđun nén ngang và áp suất giới hạn E/P_l.

Các giá trị cao của tỷ số này (từ 12-30) thường gặp trong loại đất đã cố kết.

Các giá trị thấp (từ 5-8) thường thấy trong đất bồi tích (cát đá, sỏi, cát bụi bão hoà nước...).

Người ta cũng thấy là sức kháng mũi xuyên q_c trong thí nghiệm xuyên tĩnh cũng tỷ lệ với môđun nén ngang E và áp suất giới hạn P_l trong thí nghiệm nén ngang. Mối tương quan giữa chúng được xác lập từ lý thuyết và kiểm chứng qua thực nghiệm theo bảng 4.13:

Bảng 4.13

Loại đất	q_c / P_l
Sét	2,5 - 4
Bụi	5 - 6
Cát	7 - 9

Thí nghiệm nén ngang tiến hành nhanh, phù hợp với loại đất chặt và đất mềm yếu. Trong đá cứng không phù hợp vì khó đạt tới áp suất giới hạn. Hiện nay cũng chưa có một cơ sở lý thuyết nào chắc chắn xác định φ và c qua các thí nghiệm nén ngang. Sử dụng các kết quả nén ngang có thể tính toán được cho tất cả các loại móng thông thường (móng đơn, móng cọc, móng bè...).

4.2.3.5. Một số thí nghiệm địa chất thuỷ văn

Nước dưới đất ảnh hưởng rất lớn đến việc thiết kế và thi công nền móng. Trong thực tế sản xuất, người ta thường xác định áp lực nước lỗ rỗng, hệ số thấm và chất lượng nước dưới đất.

* Áp lực nước lỗ rỗng và mực nước dưới đất thường được đo bằng dụng cụ đo áp lực nước gọi là piezomet. Có loại piezomet kiểu nén khí, kiểu thuỷ lực hay điện từ... Các

piezomet đặt trong các lỗ khoan quan trắc theo những quy định riêng. Để đo mực nước trong lỗ khoan, người ta dùng thiết bị kiểu điện (khi chạm vào nước, đèn của thiết bị sẽ sáng lên, hay có chuông kêu). Dùng piezomet có thể đo được những thay đổi rất nhỏ của áp lực tới 0,021kPa, tức là tương đương với sự thay đổi mực nước chỉ 2,1mm.

* Hệ số thấm k của đất dá được xác định bằng nhiều biện pháp khác nhau tuỳ theo từng điều kiện cụ thể của tầng địa tầng chứa nước.

- Phương pháp hút nước thí nghiệm được dùng trong tầng đá bão hoà nước. Có thể bố trí một giếng khoan đơn hay nhiều giếng khoan tác dụng tương hỗ theo các hướng song song và vuông góc với hướng nước chảy. Qua các số liệu thí nghiệm sẽ xác định được hệ số thấm.

- Phương pháp ép nước thí nghiệm được tiến hành trong tính toán đá không chứa nước hoặc nước dưới đất nằm sâu, hút nước khó khăn.

Người ta có thể ép nước trên toàn giếng khoan hay một phân đoạn để ép.

Kết quả thí nghiệm sẽ xác định được hệ số thấm k. Hệ số này về giá trị thường không giống như khi hút nước thí nghiệm. Phương pháp đổ nước thí nghệm được tiến hành trong các lỗ khoan hay trong giếng đào. Phương pháp này đơn giản và kinh tế thường được áp dụng khi không có nước ngầm ở đáy hố đào, tính thấm của đất đá ít thay đổi theo phương thẳng đứng, không có tầng xen kẹp không thấm nước. Căn cứ theo lượng nước đổ vào, kích thước hố đào mà ta có thể suy ra hệ số thấm của đất.

Chất lượng của nước dưới đất đối với công việc nền móng được quan tâm dưới dạng xác định khả năng ăn mòn của nước đối với cấu kiện bêtông và sử dụng nước để trộn bêtông. Các tiêu chuẩn, yêu cầu về nước đối với xây dựng đã được ban hành trong các tiêu chuẩn riêng. Cần được thực hiện để đảm bảo chất lượng công trình.

Ngoài các phương pháp chính đã nêu ở trên, khi khảo sát địa chất công trình khu vực xây dựng người ta cũng cần dùng một phương pháp khác như phương pháp địa vật lý, phương pháp nén, cắt trong hố đào, phương pháp dùng các thiết bị đo độ giãn (extensomet) khác nhau... để thu thập được những thông tin chính xác hơn về đặc trưng của đất đá, phục vụ cho việc thiết kế, thi công các công trình.

4.3. CÁC PHƯƠNG PHÁP GIÁN TIẾP KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG CỌC MÓNG

Móng sâu là giải pháp phổ biến cho các công trình có tải trọng lớn, hiện đại. Phần tử chịu lực chính của móng sâu là các cọc. Cọc có thể được thi công theo các phương pháp khác nhau (đóng, ép tĩnh, ép rung, ép thuỷ lực, khoan nhồi...) và bằng các vật liệu khác nhau (tre, gỗ thép, bêtông, BTCT đúc sẵn hoặc khoan nhồi tại chỗ..). Chất lượng và sức chịu tải của cọc phụ thuộc rất nhiều vào phương pháp và công nghệ thi công, điều kiện địa chất đất nền và độ bền của vật liệu cọc. Khi thiết kế các thông số này được lấy theo

quy phạm, xong thực tế có thể sai khác nhiều. Để công trình làm việc với độ tin cậy cao cần có kiểm tra đánh giá lại các cọc đã thi công và khả năng làm việc thực tế để kịp thời điều chỉnh và bổ sung trước khi thi công phần kết cấu bên trên móng. Việc làm này là cần thiết, vì một sai sót nào đó của cọc sẽ dẫn đến tốn kém lớn khi khắc phục, sửa chữa. Mặt khác công tác kiểm định kết cấu móng cọc cũ cũng là một vấn đề thường xuyên gặp phải.

Việc kiểm tra chất lượng cọc móng từ lâu đã được đề ra và ngày càng được hoàn thiện. Nhiều phương pháp khác nhau đã được đề xuất:

- Các phương pháp kiểm tra trực tiếp: Phương pháp nén tĩnh ngoài hiện trường và phương pháp lấy mẫu vật liệu cọc về thí nghiệm trong phòng...

- Các phương pháp gián tiếp: Phương pháp kiểm tra độ nguyên dạng của cọc (PIT), phương pháp siêu âm song song (Phóng xạ song song...), phương pháp phân tích đóng búa lớn (PDA), phương pháp trở kháng cơ học (thực chất là phương pháp kiểm tra độ nguyên dạng kết hợp với phân tích dao động - MINP).

Khuyết tật của cọc BTCT, nhất là cọc nhồi, thường gặp như:

Vật liệu thân cọc không chắc đặc liên tục, bị rỗ, tạo thành các hang rỗng cục bộ, có khi bị gián đoạn ngang thân hoặc bêtông không bao bọc hết cốt thép, co thắt hoặc mở rộng tiết diện ngang, mũi cọc không tiếp xúc trực tiếp lên lớp đất chịu lực dự kiến.... Các khuyết tật này làm giảm đáng kể sức chịu tải của cọc và phá huỷ công trình. Các loại khuyết tật nói trên chính là đối tượng để áp dụng các phương pháp gián tiếp, sẽ nêu ra sau đây để phát hiện chúng, (về mặt định tính hay định lượng).

Các phương pháp kiểm tra gián tiếp là cần thiết, vì nhiều khi nhiều nơi không thể dùng phương pháp trực tiếp (vì lý do kinh tế, tiến độ thi công, điều kiện hiện trường...). Tuy vậy các phương pháp gián tiếp thường là khó hoặc ít đạt được độ tin cậy cần thiết (phụ thuộc vào cơ sở lý luận, độ tin cậy của thiết bị, trình độ thành thạo của đội ngũ thực hiện...). Nếu không có điều kiện đối chứng và so sánh. Các phương pháp gián tiếp kiểm tra chất lượng cọc móng được trình bày dưới đây:

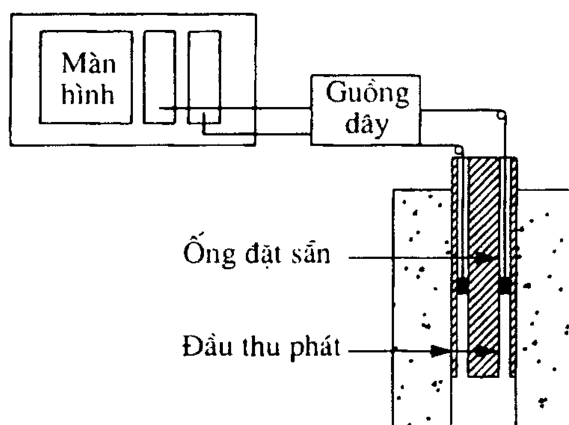
4.3.1. Phương pháp siêu âm và tán xạ gamma (γ)

Phương pháp siêu âm hoặc tán xạ gamma cho phép kiểm tra đánh giá tính liên tục của móng sâu (cọc nhồi, tường ngầm...). Để kiểm tra theo phương pháp này, khi thi công cọc nhồi, tường chắn... cần đặt sẵn các ống song song. Khi kiểm tra, ta cho chuyển động tịnh tiến đều hai đầu thu và phát siêu âm hoặc phóng xạ để ghi nhận tín hiệu truyền qua vùng vật liệu giữa hai vùng thu phát này, kết quả thu nhận được giúp ta đánh giá:

- Độ đồng đều của bêtông;

- Chất lượng bêtông (rỗ, rỗng, khuyết tật lớn...) vùng mặt cắt nối giữa hai trục ống.

Sơ đồ làm việc của thiết bị được trình bày ở hình 4.1



Hình 4.1: *Nguyên lý phương pháp siêu âm*

Ưu điểm: Nhanh, tiện lợi, sớm phát hiện khuyết tật bêtông trong giai đoạn chưa hoàn thiện để có cách khắc phục.

Hạn chế: Định kiểm tra cọc nào, vùng nào phải chuẩn bị trước khi thi công (giảm tính ngẫu nhiên trong kiểm tra, giá thành cao).

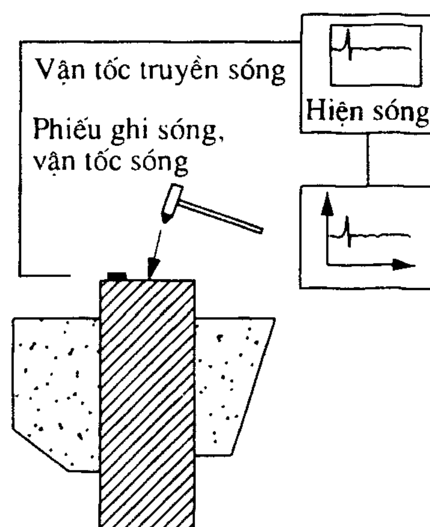
Thiết bị: Nhiều nước đã sản xuất các máy chuyên dụng này: Mỹ, Anh, Pháp, Thụy Điển, Trung Quốc...

Tiêu chuẩn kỹ thuật: Đã có trong tiêu chuẩn của Mỹ (ASTM), tiêu chuẩn của Pháp (NF). Ở Việt Nam: nhiều cơ quan đã có thiết bị này như Viện Cơ học, Viện KHCN xây dựng, Viện KHKT giao thông vận tải...

4.3.2. Phương pháp kiểm tra độ nguyên vẹn (PIT-Pile Intergrity Test)

Phương pháp này còn có tên gọi là Phương pháp biến dạng (ứng suất) nhỏ, phương pháp gõ búa. Người Pháp gọi là phương pháp tiếng dội... Phương pháp này cho phép kiểm tra tính liên tục của vật liệu cọc, kiểm tra khuyết tật lớn. Nguyên lý: Gõ búa ở đầu cọc. Đầu thu gia tốc trên đỉnh cọc gây kích động xung và phản hồi lại (tiếng dội) khi kích động gặp mũi cọc hoặc khuyết tật lớn trên đường đi.

Sơ đồ làm việc của phương pháp trình bày trên hình 4.2



Hình 4.2:
Nguyên lý phương pháp PIT

Ưu điểm: Không cần chuẩn bị trước nên có tính ngẫu nhiên, giá thành rẻ và thực hiện nhanh.

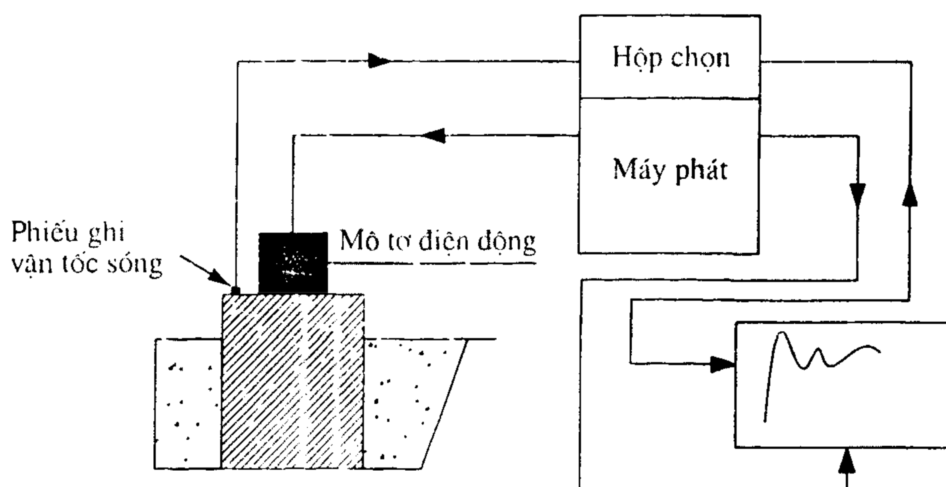
Hạn chế: Độ chính xác thấp, càng xuống sâu độ chính xác càng giảm (thường không quá 30D, D- đường kính cọc). Chưa có tiêu chuẩn kỹ thuật (cả ASTM và NF).

Thiết bị: Gọn nhẹ, dễ sử dụng. nhiều nước sản xuất được thiết bị chuyên dụng như Mỹ, Anh, Pháp. Trung Quốc...

4.3.3. Phương pháp trở kháng cơ học (Mechanical impedance Method)

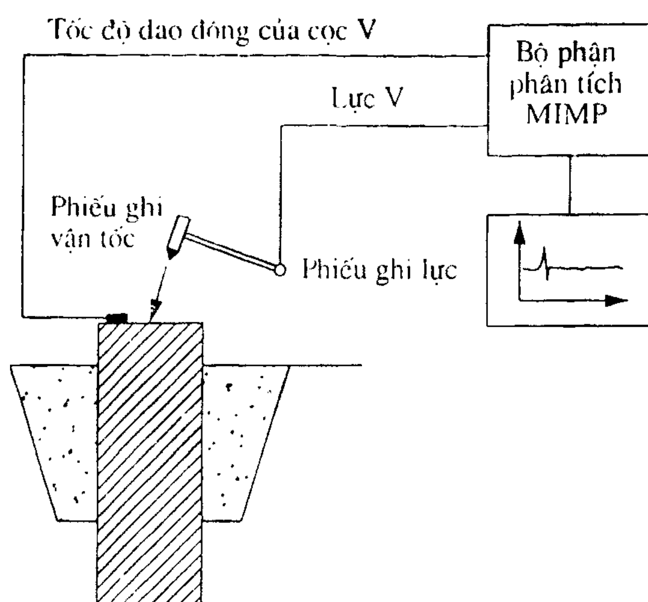
Phương pháp này còn các tên khác là phương pháp phân tích dao động hay phương pháp truyền sóng cơ học. Phương pháp này sử dụng nguyên lý truyền sóng, nguyên lý dao động cưỡng bức của cọc đàn hồi. Nó được chia làm 2 phương pháp, tuỳ theo cách gây dao động:

Phương pháp trở kháng rung động (nguyên lý trình bày trong hình 4.3):



Hình 4.3: *Nguyên lý phương pháp trở kháng rung động*

Phương pháp trở kháng xung (nguyên lý trình bày trong hình 4.4)



Hình 4.4: *Nguyên lý phương pháp trở kháng xung*

Phương pháp trở kháng cơ học cho phép xác định được độ đồng đều, tính hoàn chỉnh của cọc nhồi, tường ngầm. Xác định được chiều sâu và các khuyết tật lớn. Đặc biệt

phương pháp cho phép xác định độ cứng độ đàn hồi của cọc nền (một tham số để xác định khả năng chịu tải của cọc).

Ưu điểm: Khả năng chính xác cao và cho nhiều thông tin về cọc có thể kiểm tra ngẫu nhiên (không cần chuẩn bị trước). Thiết bị gọn nhẹ, độ tự động hoá cao, thực hiện nhanh ở hiện trường. Giá thành rẻ.

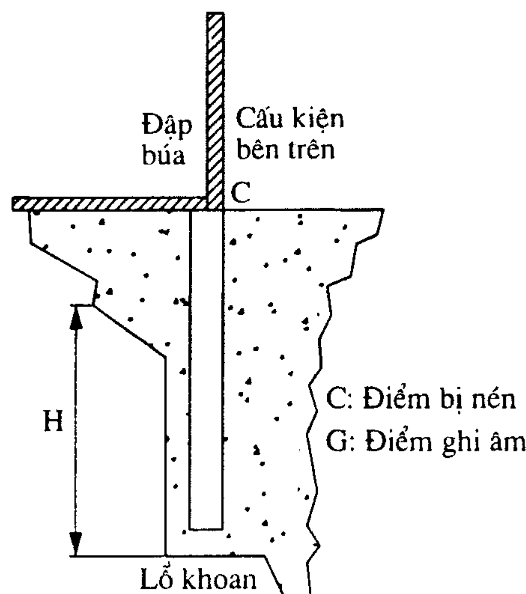
Thiết bị: Hiện mới có thiết bị của Pháp và Mỹ sản xuất, phần mềm xử lí của Pháp.

Tiêu chuẩn kĩ thuật: Mới có tiêu chuẩn của Pháp NF 160-94-4 (thông qua lần đầu 3/1994).

Ở Việt Nam: Viện cơ học (TTKHTNCNQG) đã nghiên cứu phương pháp trở kháng rung động từ lâu và đã ứng dụng vào thực tế. Hiện nay Viện cơ học là đơn vị duy nhất mua bộ thiết bị MIMP 15, đã đưa vào sử dụng thực tế ở một số công trình giao thông (móng trụ cầu) và công trình xây dựng (cọc nhồi nhà cao tầng).

Phương pháp chấn động song song: Phương kiểm tra bằng phương pháp chấn động song song dùng để xác định chiều sâu của cọc móng mà đầu cọc bị bao phủ, không tiếp xúc được (như cọc móng của công trình đã xây dựng, công trình cũ...).

Nguyên lí của phương pháp được xác định trên hình 4.5. Kích động xung lên phía đầu cọc (có thể phần công trình trên đầu cọc) đầu thu tín hiệu sẽ di chuyển dọc ở một số ống song song cạnh cọc. Tín hiệu kích động thu được khi đầu thu ở độ sâu khác nhau sẽ chỉ ra vị trí của đầu mút của cọc.



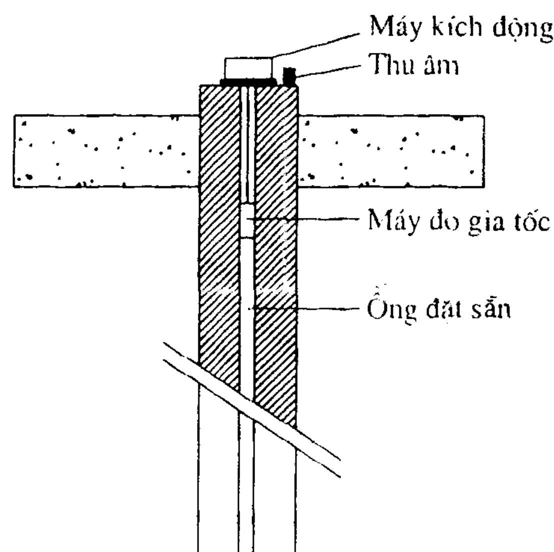
Hình 4.5: *Nguyên lý của phương pháp chấn động song song.*

Ưu điểm: Xác định được độ dài móng cọc công trình cũ hoặc đã xây dựng. Độ chính xác bình thường.

Thiết bị chuyên dùng do nhiều nước sản xuất, có thể sử dụng các thiết bị lắp ghép hiện có. Về tiêu chuẩn kỹ thuật: chưa có tiêu chuẩn chung cho phương pháp này. Hiện nay ở Việt Nam nhiều cơ quan có thể thực hiện được phương pháp này như Viện cơ học (TTKHTNCNQG), Viện KHKT giao thông vận tải, Viện KHCN xây dựng...

Phương pháp kích động ngang: Việc áp dụng tải tĩnh ngang để kiểm tra tính tải ngang của cọc, cũng như nén tĩnh kiểm tra chịu tải đứng của cọc có khi do điều kiện thời gian kinh tế... không thể thực hiện được, hoặc chỉ thực hiện được một hai cọc. Tương tự như phương pháp trở kháng rung động, phương pháp rung động ngang đã được nghiên cứu và hoàn thiện.

Sơ đồ nguyên lí được thể hiện ở hình 4.6: trên đỉnh cọc được kích động ngang bởi lực điều hoà có tần số điều khiển được. Một đầu thu gia tốc sẽ ghi lại tín hiệu ở vị trí đầu ống đặt sẵn ở trục và một đầu thu vận tốc ở đỉnh cọc. Phân tích tín hiệu dao động này theo nguyên lí dao động ngang cưỡng bức sẽ xác định được khả năng chịu tải ngang của cọc, phản lực của đất lên cọc khi chịu tải ngang.



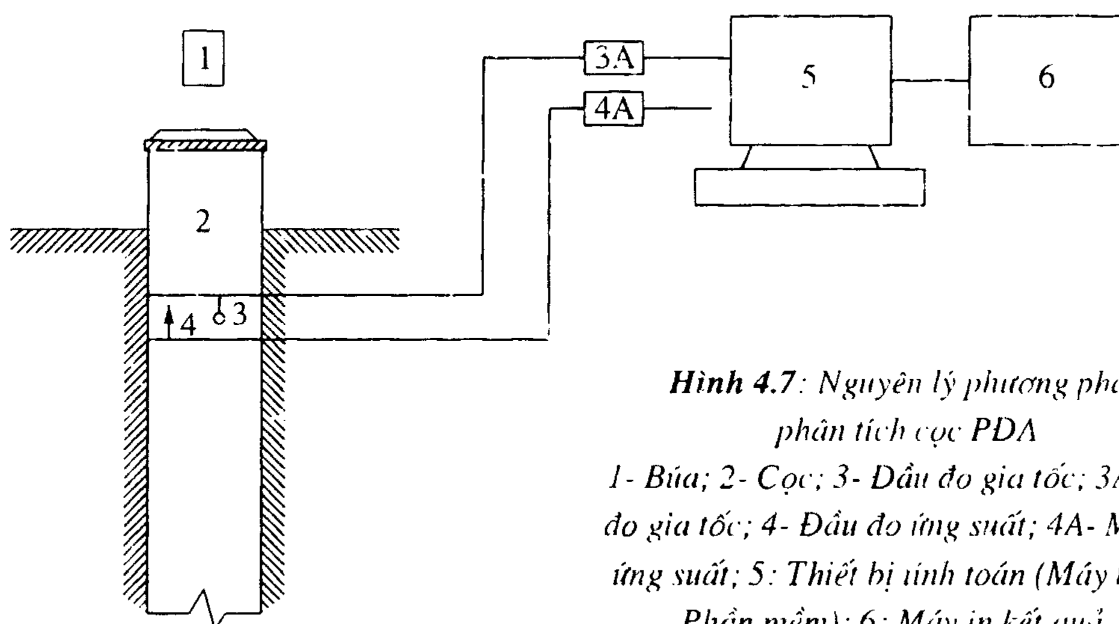
Hình 4.6: *Nguyên lý phương pháp kích động ngang*

4.3.4. Phương pháp phân tích đóng cọc (PDA-Pile Driving Analyis)

Đây là phương pháp biến dạng (ứng suất) lớn, nguyên lí của phương pháp được trình bày trên hình 4.7. Đầu đo gia tốc, đầu đo ứng suất được gắn ở đầu cọc (lớn hơn 1,5 đường kính cọc). Ghi nhận tín hiệu khi đóng cọc bằng búa lớn (búa thi công hoặc búa lớn), giải bài toán truyền sóng và ứng suất trong cọc so sánh với số liệu đo sẽ xác định được độ chịu tải động của cọc. Việc giải bài toán này đã được thực hiện theo phương trình chuẩn (như CAPWWAP Case Pile Ware equation Analysis program of continuous model).

Ưu điểm của phương pháp: Kết quả chính xác, cho được khả năng chịu tải cũng như một số khuyết tật khác của cọc. Đã có tiêu chuẩn của nhiều nước (ASTM, NF...).

Hạn chế: Chỉ áp dụng cho cọc đóng hoặc cọc nhồi có đường kính không lớn, thiết bị quá cồng kềnh, chuẩn bị thí nghiệm công phu, phần đầu cọc có thể bị phá hoại do bị va đập mạnh (quả búa rơi thường lớn hơn 20-25 tấn) kết quả tìm được có thể là đa trị (không phải là nghiệm duy nhất).



***Hình 4.7**: Nguyên lý phương pháp phân tích cọc PDA*
1- Búa; 2- Cọc; 3- Đầu đo gia tốc; 3A- Máy đo gia tốc; 4- Đầu đo ứng suất; 4A- Máy đo ứng suất; 5: Thiết bị tính toán (Máy tính + Phần mềm); 6: Máy in kết quả.

Thiết bị: Có thiết bị đo, chương trình phân tích chuyên dụng, búa đóng có thể dùng búa thi công.

Kết luận:

Trên đây chúng tôi nêu ra những phương pháp gián tiếp cơ bản kiểm tra chất lượng cọc móng. Do yêu cầu thực tế lớn, các phương pháp ngày một hoàn thiện, hiện đại hoá cũng như xuất hiện các phương pháp mới... nhiều phương pháp tương tự ở nước này hay nước kia gọi tên khác nhau. Để phục vụ công tác chẩn đoán móng cọc mố trụ cầu, phương pháp được kiến nghị sử dụng để chẩn đoán chiều dài cọc trong móng là phương pháp trở kháng cơ học như đã trình bày ở trên. Phòng địa kỹ thuật thuộc Viện Cơ học có đủ khả năng và thiết bị, kinh nghiệm để thực hiện công tác này.

4.4. THUẬT TOÁN CHẨN ĐOÁN MÓNG CẦU CŨ

4.4.1. Bước 1

- Thu thập hồ sơ cũ (thiết kế, hoàn công, khai thác, sửa chữa, kiểm định, duy tu thường xuyên để có nhận xét chung về kiểu móng và các tham số hình học, điều kiện địa chất, thuỷ văn, độ sâu chôn móng, các vấn đề giúp cho tính toán chẩn đoán móng.

- Đề ra kế hoạch cụ thể về khảo sát hiện trường:

  + Kế hoạch khảo sát địa chất

+ Kế hoạch thị sát, phát hiện khuyết tật và hư hỏng

+ Kế hoạch đo đạc thử tải dưới tác dụng của xe thường xuyên qua cầu

4.4.2. Bước 2

- Khảo sát bằng phương pháp xuyên tiêu chuẩn, xuyên tĩnh, cắt cánh tại hiện trường hoặc các phương pháp khoan lấy mẫu ngay sát bệ móng để thu thập các tham số phục vụ tính toán dự đoán:

+ Trị số N (phương pháp xuyên tiêu chuẩn - SPT)

+ Trị số q_c (phương pháp xuyên tĩnh- CPT)

+ Trị số C (phương pháp cắt cánh- Vane Test)

4.4.3. Bước 3

- Đào hố quan sát ngay cạnh góc mép bệ móng (ít nhất 2 hố ở 2 góc móng cạnh nhau, rộng 1 - 1,2m, sâu đến thấp hơn đáy bệ móng ít nhất 0,25 m).

- Đo đạc các kích thước hình học của bệ móng (B, L, H).

- Kết luận sơ bộ về hình dạng và kiểu bệ móng (móng nông, móng cọc hay móng giếng chìm).

- Kết hợp nghiên cứu lịch sử xây dựng và khai thác cầu để phán đoán rõ nét hơn về kích thước hiện trạng bệ móng và kiểu móng.

4.4.4. Bước 4

- Xử lý các số liệu khảo sát địa chất để rút ra các tham số dùng trong tính toán:

+ Hình trụ lỗ khoan địa chất

+ Tên và đặc điểm các lớp địa chất

+ Trị số dung trọng các lớp địa chất γ_i

+ Trị số cường độ đất nền các lớp địa chất R_i

+ Trị số chiều dầy các lớp địa chất h_i

+ Trị số lực dính các lớp địa chất C_i

+ Trị số chỉ số nén lún các lớp địa chất Cc_i

+ Trị số hệ số nén lún các lớp địa chất a_i

+ Trị số góc ma sát trong các lớp địa chất Φ_i

+ Trị số môđun biến dạng các lớp địa chất E_i

+ Trị số ứng suất tiền cố kết các lớp địa chất pz_i

- Áp dụng các công thức kinh nghiệm trong các tài liệu tham khảo và các tiêu chuẩn quốc tế để suy đoán các tham số cần thiết cho chẩn đoán.

4.4.5. Bước 5

- Tính toán theo giả thiết móng nông dưới tổ hợp tải trọng đang khai thác thực tế và dưới tổ hợp tải trọng xe cụ thể:

+ Căn cứ kích thước và điều kiện địa chất đã khảo sát được.

+ Căn cứ các tổ hợp nội lực tiêu chuẩn (không xét hệ số vượt tải và hệ số xung kích) đã tính được trên đáy bệ móng.

+ Dùng chương trình MONGNONG -(Móng nông) để tính toán dưới tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn bất lợi nhất:

- Xác định sự phân bố ứng suất dưới đáy móng nông, đặc biệt là để so sánh với trị số ứng suất tiền cố kết thu được tại vị trí lỗ khoan xuyên ngay sát mép bệ móng.

- Tính toán độ lún đàn hồi dưới riêng hoạt tải thường xuyên lớn nhất qua cầu, để so sánh với kết quả đo lún lúc thử tải cầu dưới hoạt tải nói trên.

- Duyệt cường độ, ổn định theo giả thiết móng nông. Xác định độ an toàn thực tế (có thể nhỏ hơn 1 hay lớn hơn 1). Từ kết quả tính toán đưa ra các kết luận sơ bộ về độ an toàn móng (giả định là móng nông) dưới tải trọng khai thác tiêu chuẩn thực tế.

Chương 5

CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐO DAO ĐỘNG VÀ PHÂN TÍCH KẾT QUẢ ĐO DAO ĐỘNG

5.1. GIỚI THIỆU

Trong chương này sẽ bàn về 2 vấn đề:

- Đánh giá trạng thái cầu dưới tác dụng của tải trọng động (rung động, va chạm, dao động...).

- Sử dụng phương pháp chủ động tạo các tác dụng động học lên công trình rồi đo đạc các phản ứng của công trình để từ đó nhận xét và dự đoán về chất lượng công trình (ví dụ thử động đối với cọc...).

Trong thiết kế cầu mới và chẩn đoán cầu cũ đều phải xét các tác dụng động lực học đến kết cấu công trình do nhiều yếu tố. Trong thực tế, các yếu tố đó sẽ tạo nên những tác động biến đổi theo thời gian lên kết cấu công trình dưới những dạng tải trọng rung động khác nhau. Ví dụ như:

+ Các hoạt tải qua cầu: đoàn tàu, xe ô tô, cầu trục, người đi bộ...

+ Các ảnh hưởng do tác động và thay đổi của môi trường thiên nhiên xung quanh như: nhiệt độ, gió bão, động đất, sóng biển...

Những tác động đó càng đáng kể đối với kết cấu công trình có tính nhạy cảm cao đối với chấn động. Đó là các kết cấu dàn nhẹ, kết cấu cầu dây võng, cầu dây xiên...) các công trình cao như tháp trụ cầu dây, trụ cầu cao...

5.1.1. Các dạng trọng tải rung động

Tải trọng rung động tác dụng lên kết cấu công trình thường có các dạng cơ bản sau:

1. Tải trọng thay đổi theo chu kỳ- loại tải trọng tác dụng theo nhịp điệu biến thiên theo một quy luật xác định. Một trong những dạng cơ bản của loại này là tải trọng điều hoà, có biên độ và tần số biến đổi theo quy luật hình sin. Trong thực tế cho thấy có nhiều tải trọng rung động, về hình thức tuy có dạng phức tạp, nhưng đều có thể phân tích thành tập hợp của nhiều nguồn dao động điều hoà, có biên độ và tần số khác nhau, tác dụng đồng thời lên kết cấu.Ví dụ tải trọng bánh xe đầu máy xe lửa.

2. Tải trọng rung động không quy luật - loại tải trọng phụ thuộc các đặc trưng của những quá trình ngẫu nhiên tác dụng vào công trình.Ví dụ tải trọng gió bão, động đất.

3. Tải trọng xung kích - loại tải trọng tác dụng trong khoảnh khắc tức thời lên vị trí trên đối tượng khảo sát sau những thời gian ngắt quãng đều hoặc không đều. Ví dụ tải trọng va xô tầu thuyền vào trụ cầu.

Tác dụng của những tải trọng động đó sẽ gây ra hiện tượng dao động trong các phần tử kết cấu hay trong công trình.

5.1.2. Sự làm việc của kết cấu dưới tác dụng động

Theo các đặc trưng động, hiện tượng dao động của kết cấu công trình sẽ xuất hiện theo một trong các dạng sau:

5.1.2.1. Dao động riêng (dao động tự do)

Khi kết cấu chịu tác động xung kích như va chạm, nổ hay chuyển vị cưỡng bức ban đầu; rồi sau đó hoàn toàn giải phóng khỏi những tác động khác bên ngoài thì trong kết cấu xuất hiện hiện tượng dao động riêng. Ví dụ khi xe tải vào cầu rồi ra khỏi cầu, lúc trên cầu không còn xe nhưng kết cấu nhịp cầu vẫn còn dao động riêng. Dao động này có tần số xác định và phụ thuộc các đặc trưng của kết cấu công trình Chuyển động của dao động này có thể ghi lại để có được biểu đồ dao động riêng của kết cấu (hình 5.1a); biểu đồ dao động này có dạng tắt dần. Trên cơ sở các biểu đồ dao động, có thể xác định các tham số thực nghiệm sau:

- Giá trị các biên độ tắt dần của dao động: A. a_1, a_2,... a_n
- Chu kỳ dao động T, là thời gian thực hiện một vòng dao động (s)
- Tần số dao động , là dao động trong một đơn vị thời gian, f = 1/T(Hz)
- Thời gian tắt dao động T_n

Nguyên nhân tắt dần của dao động là do nội ma sát của vật liệu, ma sát của liên kết, gối tựa hoặc các yếu tố khác tồn tại trong kết cấu. Khi chỉ có nội ma sát vật liệu thì quan hệ giữa các biên độ cạnh nhau được tính bằng:

$$a_n = a_{n-1}\, e^{-\eta T}, \qquad (5.1)$$

trong đó:

a_n và a_{n-1} - biên độ cạnh nhau trên biểu đồ dao động (hình 5.1b)

e - cơ số của lôgarit tự nhiên

η - hệ số tắt dao động

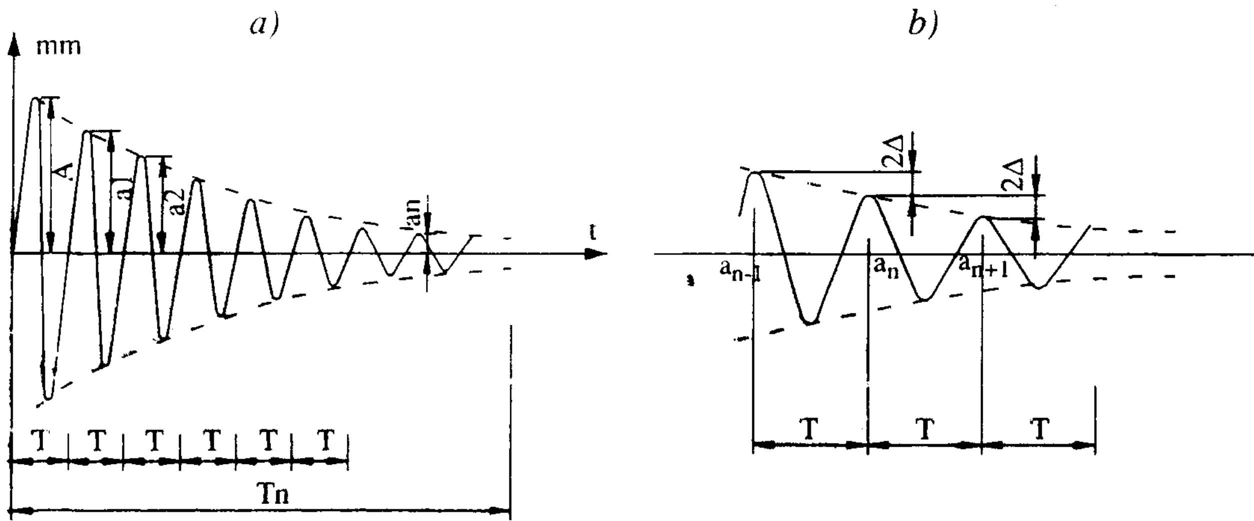
T - chu kỳ dao động

Từ đó có thể xác định được độ suy giảm lôgarit $\delta = \eta T$ và hệ số tắt dao động do nội ma sát của vật liệu theo các công thức sau:

Xuất phát từ biểu thức (5.1) ta có:

* Độ suy giảm lôga: $$\eta T = \ln a_{n-1} - \ln a_n \qquad (5.2)$$

* Hệ số tắt dao động: $$\eta = \frac{1}{T}(\ln a_{n-1} - \ln a_n) \quad (5.3)$$



Hình 5.1: Dao động tự do
a) Biểu đồ dao động tự do tắt dần; b) Đặc trưng tính toán hệ số tắt dần

Hệ số tắt dao động η sẽ thay đổi với các khoảng biên độ khác nhau; vì thế trong thực tế sẽ sử dụng hệ số η_{tb} trung bình, được xác định từ một số các sóng hài. Chẳng hạn, với m sóng hài, ta có:

$$\eta_{tb} = \frac{1}{mT}(\ln a_{n-1} - \ln a_{n+m})$$

trong đó: a_n và a_{n+m} biên độ đầu tiên và cuối cùng của phần mT trong công thức.

Khi trong công trình chỉ tồn tại lực dính tại các liên kết và gối tựa thì sự phụ thuộc giữa các biên độ cạnh nhau, theo sự phân bố tuyến tính được thể hiện như sau: (hình 5.1b):

$$a_n = a_{n-1} - 2\Delta \quad (5.5)$$

Từ đó, hệ số tắt do lực dính trong liên kết và gối tựa bằng:

$$\Delta = \frac{1}{2}\left(a_{n-1} - a_n\right) \quad (5.6)$$

Khi tăng cường kết cấu, nếu trước đó xác định được các hệ số tắt η và Δ, thì sau lúc tăng cường những đại lượng này sẽ lớn hơn và khi chúng càng lớn thì dao động riêng của công trình tắt càng nhanh, vì công trình được tăng cường cứng hơn trước.

5.1.2.2. Dao động cưỡng bức

Dao động cưỡng bức là dao động dưới tác dụng thường xuyên của một hoặc nhiều yếu tố động lực. Tuỳ thuộc vào trạng thái của kết cấu và tính chất của các yếu tố động lực tác dụng, có thể xuất hiện một trong những trường hợp dao động sau:

- Dao động theo chu kỳ - là dao động được lặp lại qua một thời gian xác định. Tham số cơ bản của dao động theo chu kỳ là chu kỳ dao động f và tần số vòng ω là số vòng dao động trong khoảng thời gian 2πs.

- Dao động điều hoà (hình 5.2a) - là dao động theo chu kỳ thường gặp nhất trong thực tế sản xuất. Khi dao động điều hoà, chuyển vị z phụ thuộc thời gian t, được xác định bằng biểu thức:

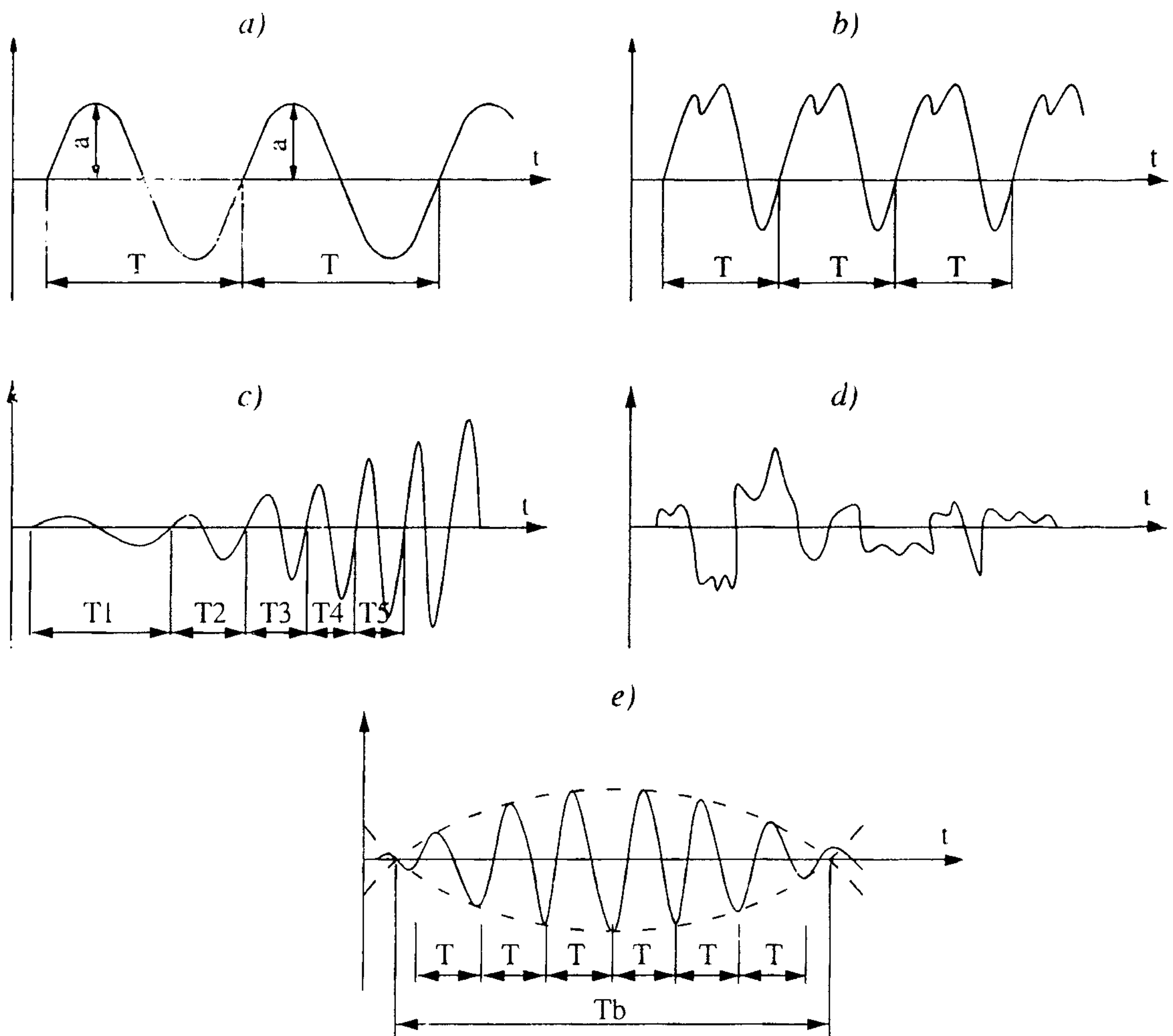
$$z = a\sin(\omega t + \alpha) \tag{5.7}$$

trong đó:

a - biên độ dao động

$\omega t + \alpha$ - pha dao động, được xác định theo vị trí của điểm dao động tại thời điểm t

α - pha ban đầu (khi t = 0)



Hình 5.2: *Các loại dao động công trình*

a) Dao động điều hoà; b) Dao động theo chu kỳ; c) Dao động phát triển; d) Dao động không quy luật; e) Dao động "biến".

Khi dao động điều hoà, tốc độ và gia tốc của điểm dao động cũng biến thiên điều hoà. Mọi quá trình dao động theo chu kỳ (hình 5.2b) đều có thể là tổ hợp của các dao động điều hoà có tần số và biên độ được chọn tương ứng.

- Dao động không theo chu kỳ - các dao động không theo chu kỳ thường gặp trong thực tế là:

+ Dao động tắt dần (hình 5.1)

+ Dao động phát triển, thường xảy ra trong thời gian khởi động máy hay khởi đầu của một quá trình động (hình 5.2c)

+ Dao động có các đặc trưng động thay đổi không theo quy luật nhất định (hình 5.2d)

Trong thực tế, dao động cưỡng bức thường có tần số biến thiên theo thời gian, cho nên khi tần số cưỡng bức tiến gần đến tần số dao động riêng của kết cấu thì biên độ cưỡng bức phát triển lớn dần và sẽ xuất hiện hiện tượng cộng hưởng khi hai tần số dao động đó bằng nhau. Tại thời điểm này biên độ cưỡng bức đạt đến giá trị cực đại và có thể dẫn đến phá hoại cầu.

Khi cùng tác dụng hai nguồn dao động theo chu kỳ lên kết cấu có các chu kỳ dao động T_1 và T_2 gần bằng nhau thì dao động của kết cấu nhận được sẽ có biên độ tăng dần từ nhỏ đến lớn, rồi lại giảm dần xuống nhỏ; quá trình này sẽ xảy ra liên tục trong suốt thời gian tồn tại các lực cưỡng bức trên cầu. Hiện tượng dao động này gọi là hiện tượng dao động "biên" (hình 5.2e). Khoảng thời gian dao động giữa 2 thời điểm có giá trị biên độ cực đại hoặc cực tiểu gọi là chu kỳ "biên" và được xác định theo biểu thức:

$$T = \frac{2}{\left[\frac{1}{T_1} + \frac{1}{T_2}\right]} \quad (5.8)$$

5.2. NHIỆM VỤ CỦA THÍ NGHIỆM TẢI TRỌNG ĐỘNG

5.2.1. Các nhiệm vụ cơ bản

Công tác thử tải động trên các kết cấu nói chung đều nhằm các mục đích:

1. Xác định trạng thái ứng suất - biến dạng trong đối tượng chịu tải trọng tác dụng tĩnh và động.

2. Xác định tần số dao động riêng của công trình hay các phần tử kết cấu để chọn công suất và tính năng của trang thiết bị máy móc đặt trên công trình, tránh xảy ra hiện tượng cộng hưởng.

3. Xác định thời gian tắt dần của dao động riêng của kết cấu và tính toán hệ số tắt dao động.

4. Xác định hệ số động (hệ số xung kích) khi hoạt tải chạy trên cầu để phục vụ cho kiểm toán công trình.

5. Xác định biên độ và tần số dao động của kết cấu cầu nhằm tránh những dao động gây tác hại đến tâm lý của khách đi bộ hay ngồi trên xe qua cầu.

6. Xác định biên độ và tần số dao động cho phép để khắc phục sự ảnh hưởng công nghệ thi công kết cấu: ví dụ khi lắp hẫng kết cấu cầu thép.

7. Nghiên cứu sự làm việc thực tế của kết cấu chịu tác dụng của tải trọng động với mục đích nghiên cứu khoa học và cải tiến các tiêu chuẩn thiết kế cầu.

Trong thực tế thí nghiệm động, không thể cùng một lúc thực hiện tất cả các nhiệm vụ trên đây. Căn cứ vào mục đích nghiên cứu, các đặc trưng và trạng thái của đối tượng khảo sát cụ thể để xác định nhiệm vụ cơ bản cần tiến hành.

5.2.2. Thí nghiệm các bộ phận kết cấu trước lúc đưa vào khai thác sử dụng

Các đối tượng cần phải tiến hành thử nghiệm dưới tác dụng của tải trọng động trước lúc đưa vào khai thác sử dụng thường là những kết cấu làm việc dưới chế độ tải trọng rung động thường xuyên như: dầm cầu, cần cẩu phục vụ lắp ghép kết cấu cầu, các kết cấu trong công trình công cộng và công nghiệp, ... việc tiến hành thí nghiệm động sẽ nhằm mục đích kiểm tra trạng thái làm việc trong những điều kiện giống hoặc gần giống thực tế. Khi đó, phải xác định các tham số động như tần số dao động riêng của các bộ phận của công trình để nhận xét về độ cứng của chúng; phải khảo sát hình dạng dao động của công trình để có thể giải thích sự khác nhau giữa sơ đồ tính toán lý thuyết với kết quả nghiên cứu thực nghiệm v.v...

5.2.3. Thí nghiệm các công trình và những bộ phận đang khai thác sử dụng

Khi nghiên cứu các kết quả nhận được qua thử nghiệm các công trình và kết cấu đang ở trong tình trạng khai thác chịu tác dụng tải trọng lặp, có thể phán đoán về quá trình thay đổi trạng thái của chúng theo thời gian. Với mục đích này, các thí nghiệm động có thể được thực hiện:

- Theo yêu cầu định trước của tiêu chuẩn khai thác công trình.
- Sau khi sửa chữa và tăng cường các bộ phận của công trình; chẳng hạn đối với các cầu bị hư hỏng nặng do han gỉ hay hoả hoạn...

Thử tải trọng động đối với các cầu đang khai thác còn có những nhiệm vụ khác như khi cần phải cho các hoạt tải đặc biệt qua cầu. Phải đo và kiểm tra tần số dao động riêng của kết cấu để so sánh hoặc chọn các tần số cưỡng bức do hoạt tải mới đặt gây nên. Trường hợp khi tần số riêng của kết cấu trùng với tần số dao động cưỡng bức của hoạt tải thì cần thiết kế các phương pháp giảm chấn cho kết cấu cầu trong quá trình làm việc.

5.2.4. Thí nghiệm các kết cấu cầu được chế tạo hàng loạt

Tiến hành thí nghiệm động đối với những kết cấu này là để kiểm tra đánh giá chất lượng sản phẩm trước khi xuất xưởng. Tần số và cường độ tắt dần của dao động riêng

kết cấu là những tham số khảo sát cơ bản của quá trình thí nghiệm. Việc kiểm tra các đặc trưng động đối với các sản phẩm không làm giảm yếu khả năng chịu lực và cũng không ảnh hưởng đến giá trị sử dụng của chúng. Nói chung dạng thí nghiệm này ít thực hiện đối với kết cấu cầu.

5.3. CÁC BIỆN PHÁP TẠO TẢI TRỌNG ĐỘNG LÊN CÔNG TRÌNH CẦU

Một trong những yếu tố cơ bản để có thể tiến hành đúng đắn các thí nghiệm công trình và các phần tử kết cấu là chọn được biện pháp tạo nguồn chấn động, xác định vị trí đặt tải và cường độ của tải trọng phù hợp yêu cầu của nghiên cứu, điều kiện và hoàn cảnh của đối tượng và môi trường khảo sát. Có thể tạo tải trọng động bằng những phương tiện sẵn có như đoàn tầu lửa, đoàn xe tải... gọi là tải trọng thực; hoặc bằng các máy tạo rung động gọi là tải trọng thí nghiệm chuyên dùng.

5.3.1. Tải trọng thực

Từ trước đến nay ở nước ta đều chỉ dùng các nguồn chấn động là hoạt tải tầu xe chạy qua cầu. Ngoài những trường hợp thí nghiệm như đối với nguồn chấn động tại chỗ, còn phải đo để biết ảnh hưởng đến trạng thái công trình khi tốc độ xe khác nhau và khi xuất hiện lực hãm xe trên cầu.

5.3.2. Tải trọng thí nghiệm chuyên dùng

Khi nghiên cứu thực nghiệm các kết cấu công trình, việc dùng tải trọng thực để làm thí nghiệm thường bị hạn chế, không đáp ứng được các yêu cầu nghiên cứu về cường độ tải trọng cũng như sự khống chế của tần số dao động. Vì thế, cần phải tạo các nguồn tải trọng rung động chuyên dùng có các đặc trưng kỹ thuật phù hợp với các chỉ tiêu thiết kế công trình. Trong một dự án về chẩn đoán cầu, Viện KHCN GTVT đã nhập 1 xe ôtô do Nga sản xuất chuyên để tạo dao động thử cầu (cầu Yên Bái đã được thử nghiệm). Tuy nhiên các kết quả không được phát triển tiếp vì thiết bị đã hỏng. Nhưng hướng nghiên cứu là hiện đại và cần tiếp tục.

Sau đây giới thiệu một số các phương pháp và thiết bị cơ bản để tạo tải trọng trong các thí nghiệm động.

5.3.2.1. Tải trọng xung kích (va chạm)

Va chạm đơn sẽ gây ra dao động riêng của kết cấu công trình. Thí nghiệm va chạm thường được thực hiện không phức tạp, vì chỉ cần những biện pháp hoặc các phương tiện giản đơn cũng có thể tạo nên được những nhát va chạm lên đối tượng khảo sát. Để xác định các tham số động (tần số và cường độ) của dao động cưỡng bức này không đòi hỏi phải đo chính xác các đại lượng của nguồn va chạm, mà chỉ cần đảm bảo tạo được lực va chạm đủ để có thể ghi được dao động riêng của kết cấu khảo sát.

5.3.2.1.1. Va chạm đứng

Để tạo va chạm theo phương thẳng đứng lên các đối tượng nhỏ, nhẹ, dễ rung động như các bản, dầm sàn, có thể dùng cách đập bằng búa tay. Nhưng đối với những kết cấu lớn, nặng đòi hỏi phải có những biện pháp và thiết bị chuyên dùng để có thể tạo các lực tác dụng có giá trị lớn.

Một trong những biện pháp thường dùng là cho rơi tự do các vật nặng cụ thể như sau:

Một khối vật liệu có trọng lượng Q tương đương khoảng 0,1% trọng lượng của đối tượng khảo sát, đặt ở độ cao h = 2,0 - 2,5m. Tại vị trí điểm rơi của vật nặng trên kết cấu thí nghiệm và để ngăn chặn các nhát va chạm thứ cấp (do nẩy) sau nhát va chạm đầu tiên (do rơi) của các vật nặng lên công trình; vì nếu để tồn tại các va chạm thứ cấp sẽ làm phức tạp quá trình tắt dần dao động và trên biểu đồ ghi được sẽ xuất hiện những sóng dao động bổ sung (hình 5.3). Với biện pháp gây tải trọng, biểu đồ dao động ghi được sẽ cho phép xác định chu kỳ dao động riêng của cả công trình và vật nặng.

Chu kỳ dao động riêng T_0 của công trình được xác định từ kết quả đo thực nghiệm sẽ là:

$$T_0 = T\sqrt{\frac{m_{qd}}{m_{qd} + m}} \tag{5.10}$$

trong đó:

T_0 - chu kỳ dao động riêng của kết cấu

T - chu kỳ dao động riêng của kết cấu và vật nặng

m_{qd} - khối lượng quy đổi tại vị trí va chạm

m - khối lượng của vật rơi

K - giá trị của vật nặng làm kết cấu chuyển vị 1cm

Va chạm đứng còn có thể tạo được bằng biện pháp thả rơi vật nặng Q từ kết cấu thí nghiệm: vật nặng được treo phía dưới kết cấu bởi một sợi cáp có cơ cấu mở tự động khi có lực xung kích kéo xác định; thả vật nặng treo trên kết cấu thí nghiệm rơi tự do, kết cấu dao động. Trong trường hợp này, dao động riêng của công trình không chịu ảnh hưởng của vật nặng. Kiểu thí nghiệm này có thể dùng để thử tải cho bản mặt cầu chế sẵn. Cũng có thể dùng khi thí nghiệm đóng cọc bằng búa rơi tự do. Ví dụ ở công trường Cầu Bính (Hải Phòng, năm 2003) đã dùng búa rơi có trọng lượng 16 tấn để đóng cọc ống thép D1000 mm sâu khoảng 40m. Khi thử cọc đã dùng phương pháp nói trên.

5.3.2.1.2. Va chạm ngang

Tạo va chạm ngang có thể thực hiện bằng biện pháp treo một khối vật trên sợi dây có nối với một cơ cấu mở tự động khi có xung lực kéo xác định và sợi dây đó được chuyển

sang hướng nằm ngang nhờ một ròng rọc. Khi thả vật nặng rơi tự do, kết quả tạo nên một xung lực chuyển qua dây được chuyển hướng theo phương ngang bởi ròng rọc và làm cho kết cấu xuất hiện dao động ngang. Cách làm như trên không thể thực hiện đối với kết cấu cầu. Do vậy để tạo lực va ngang trong thí nghiệm va xe vào lan can cầu ở Mỹ người ta thường dùng xe thật.

5.3.2.2. Tải trọng rung động

Để tạo nguồn tải trọng cưỡng bức tác dụng lên kết cấu công trình hoặc đối tượng khảo sát, thường dùng máy rung động chuyên dùng. Máy tạo rung được thiết kế và chế tạo theo nguyên lý quay các quả nặng đặt lệch tâm.

5.3.2.2.1. Máy rung với một quả nặng đặt lệch tâm

Khi quay quả nặng có khối lượng m với vận tốc quay ω sẽ sinh ra lực ly tâm

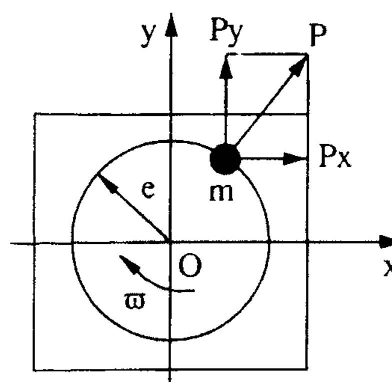
$$P = m\,e\,\omega^2$$

trong đó: e - khoảng cách từ khối lượng m đến tâm quay O (hình 5.5).

Khi giữ nguyên được tốc độ quay ω thì cường độ của lực ly tâm không thay đổi, nhưng phương tác dụng của lực liên tục thay đổi. Các thành phần lực nằm ngang P_x và thẳng đứng P_y sẽ tác dụng vào kết cấu thí nghiệm và thay đổi theo luật điều hoà:

$$P_x = m\,e\,\omega^2 \cos \omega t$$

$$P_y = m\,e\,\omega^2 \sin \omega t$$



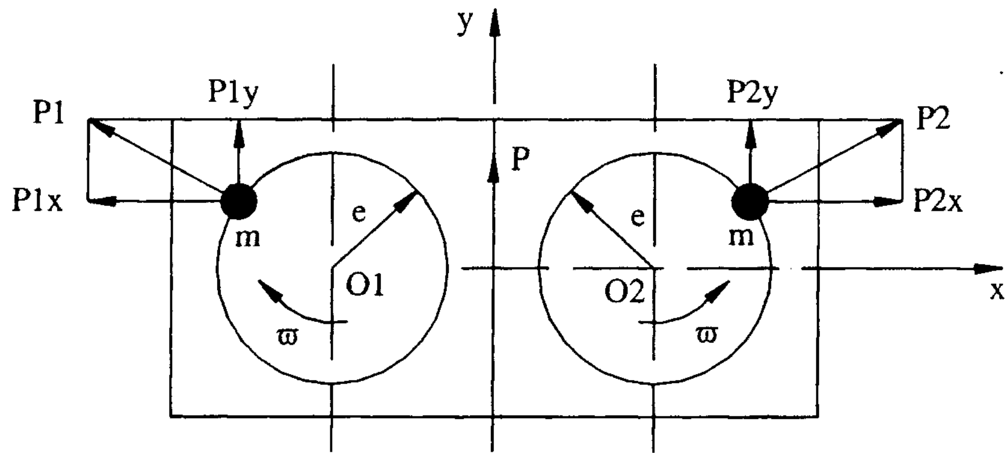
Hình 5.5. Máy rung ly tâm không định hướng (một quả lệch tâm)

ở đây, ωt - góc đặc trưng cho vị trí của khối lượng m tại thời điểm khảo sát.

Loại tải trọng này thường gặp trong thực tế sản xuất. Nhưng với quan điểm khi nghiên cứu bài toán động là nhằm mục đích xác định các đặc trưng của kết cấu công trình; nếu dùng thiết bị một quả nặng lệch tâm để tạo dao động, sẽ gây nhiều khó khăn trong đo lường và khảo sát các tham số dao động công trình, vì cùng một lúc công trình sẽ chịu đồng thời 2 lực cưỡng bức theo 2 phương thẳng góc với nhau. Để khắc phục điều đó, người ta đã chế tạo thiết bị rung gồm 2 quả nặng lệch tâm.

5.3.2.2.2. Máy rung với hai quả nặng lệch tâm

Lực xuất hiện khi máy rung có hai quả nặng đặt lệch tâm được thể hiện trên hình 5.6.



Hình 5.6. Máy rung ly tâm định hướng (hai quả lệch tâm)

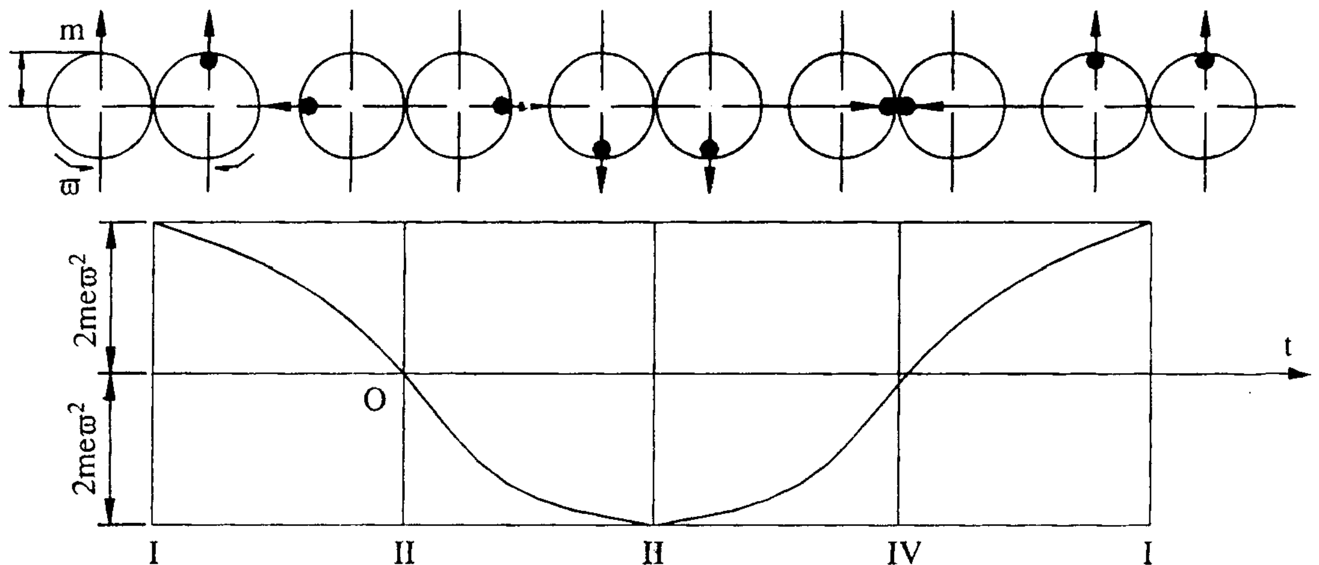
Cấu tạo của thiết bị rung: Trên hai trục song song O_1 và O_2 quay ngược chiều nhau cùng một vận tốc quay ω, có hai quả nặng (1) và (2) cùng khối lượng m nằm trên hai vị trí đối nhau trong mọi thời điểm và có khoảng lệch e đến hai trục O_1 và O_2 bằng nhau. Khi cho trục quay, sẽ xuất hiện hai lực ly tâm P_1 và P_2 bằng nhau, hình chiếu của chúng lên trục x ngược chiều nhau, cho nên ta có $P_x(t) = 0$, còn tổng các hình chiếu lên trục y là $P_y(t)$ thay đổi theo quy luật.

$$P_y(t) = 2me\omega^2 \sin\omega t. \quad (5.14)$$

Trị số cực hạn khi ω thanh toán = ± π/2, sẽ bằng:

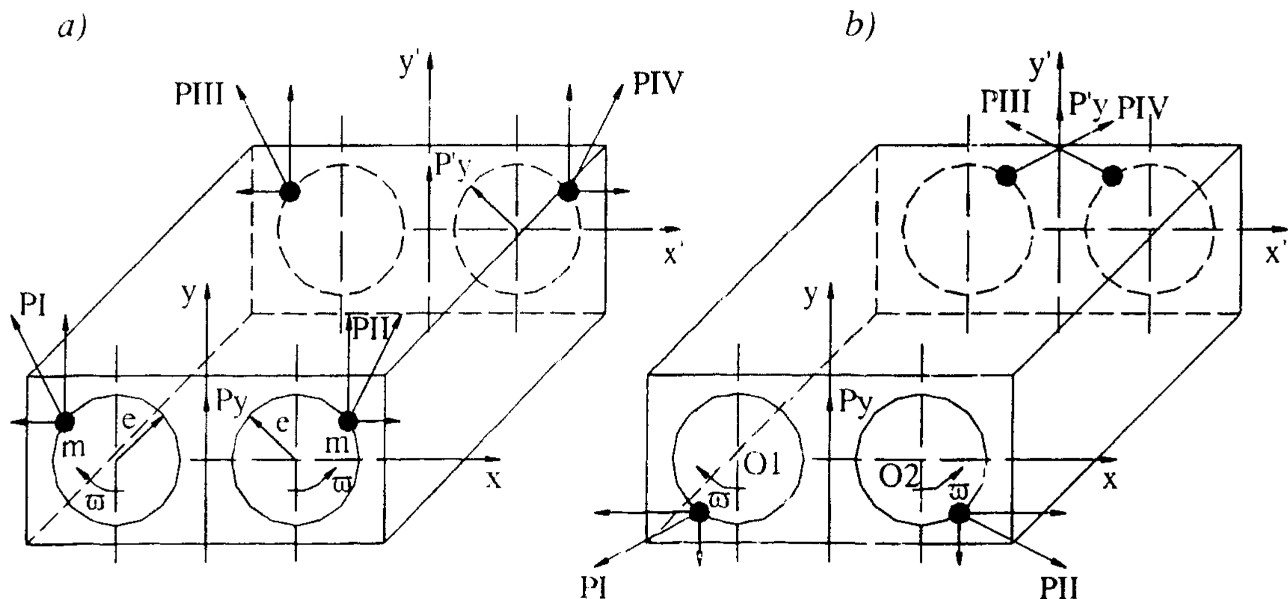
$$P_{y_{min}^{max}} = \pm 2me\omega^2$$

Trên hình 5.7 thể hiện quá trình tác dụng của lực ở bốn vị trí vật nặng đặc trưng nhất trong một vòng quay và quy luật thay đổi của lực tác dụng lên công trình theo thời gian.



***Hình 5.7.** Bốn vị trí đặc trưng của máy rung hai quả lệch tạo tải trọng rung động hình sin.*

Từ quy luật làm việc của thiết bị chấn động hai khối, người ta còn chế tạo các thiết bị có công suất lớn hơn với 4 hoặc 8 quả nặng, dùng để gây những dao động cưỡng bức đối với công trình lớn như kết cấu nhịp cầu. Trên hình 5.8a là sơ đồ loại thiết bị rung có 4 vật nặng. Thiết bị gồm 2 đôi vật nặng có khối lượng như nhau m, đặt lệch tâm, quay xung quanh trục O_1, O_2. Hai vật nặng (I) và (II) đặt trong mặt phẳng xy, 2 vật nặng khác (III) và (IV) trong mặt phẳng x'y'. Thiết bị chấn động này có thể tạo thành nguồn cưỡng bức có lực thay đổi dấu cũng như mômen thay đổi dấu.



Hình 5.8. Máy rung ly tâm có bốn quả lệch
a) Trường hợp tạo lực rung động hình sin; b) Trường hợp tạo mô men rung

Khi đặt các khối lượng như trên hình 5.8a, sự làm việc của thiết bị chấn động trong mọi thời điểm đều giống sự làm việc của thiết bị rung có hai khối lượng. Nếu hai khối lượng (I) và (II) giữ nguyên vị trí, chuyển dịch khối lượng (III) một góc 180° so với (II), thì khi thiết bị chấn động làm việc (hình 5.8b), hình chiếu lực $P_y(t)$ tại mỗi thời điểm sẽ bằng hình chiếu của lực $P'_y(t)$ nhưng ngược chiều. Vì vậy, trong trường hợp này thiết bị chấn động sẽ tạo trong mặt phẳng yz một mômen đổi dấu:

$$M(t) = 2me\omega^2 \sin\omega t \quad (5.16)$$

Một trong những đặc trưng quan trọng đối với các thiết bị chấn động để xác định lực cưỡng bức là mômen động.

$$M_k = \sum \omega m_i e_i \quad (5.17)$$

trong đó: $m_i e_i$ - mômen động của khối lượng m_i đặt lệch tâm với trục quay một khoảng e_i.

Khi xác định các đặc trưng động của kết cấu công trình, thiết bị gây chấn động cần phải có phạm vi thay đổi số vòng quay rộng; vì thế, bộ phận động lực trong các thiết bị

chấn động thường phải dùng các động cơ điện có dòng không đổi cùng với bộ chuyển tốc độ để có thể thay đổi số vòng quay của thiết bị từ 15 đến 20 lần.

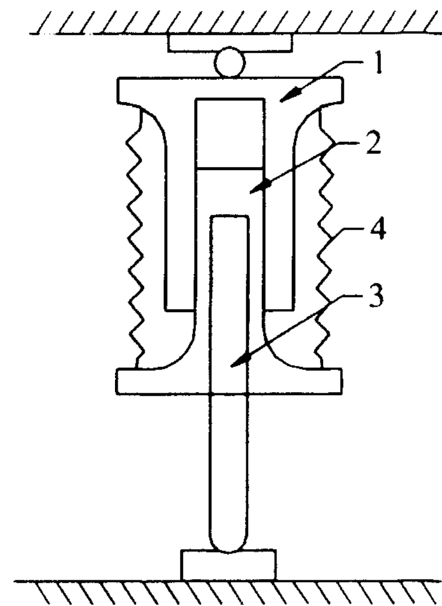
5.3.2.3. Thiết bị rung thuỷ lực

Để tạo các tác động lặp chu kỳ trên kết cấu, trong các phòng thí nghiệm công trình thường dùng loại kích thuỷ lực cùng với hệ thống bơm chuyên dùng có khả năng tạo những luồng áp lực dầu thay đổi. Khi dùng phương pháp gây tải trọng động cưỡng bức lên kết cấu, công trình bằng hệ thống kích bơm thuỷ lực sẽ có những ưu việt như:

- Có khả năng tạo những động lực có dạng khác nhau, có đại lượng thay đổi từ hàng chục đến hàng trăm tấn, theo các hướng tác dụng và pha khác nhau;

- Điều khiển được từ xa.

- Có khả năng lập chương trình và tự động hoá quá trình điều khiển chế độ tải trọng



Hình 5.9. *Sơ đồ kích rung bằng thuỷ lực*
1- Xylanh; 2- Pittông; 3- Thanh truyền; 4- Lò xo cân bằng.

Kích tác dụng lặp có nhiều loại. Trên hình 5.9 thể hiện sơ đồ cấu tạo một loại kích có tác dụng trùng phục, gồm ống xylanh (1), trong xylanh có pittông (2) và thanh truyền (3), ngoài ra có các lò xo (4) để ép pittông xả dầu về bơm.

5.4. ĐO LƯỢNG CÁC THAM SỐ ĐỘNG

5.4.1. Các đặc trưng khảo sát và điều kiện tiến hành các tham số động

Khi thí nghiệm khảo sát kết cấu công trình chịu tác dụng của các yếu tố rung động cũng như khi nghiên cứu với tải trọng tĩnh, các đặc trưng xuất hiện trong đối tượng nghiên cứu dưới tác dụng của tải trọng ngoài thường là các tham số chuyển vị, biến dạng, ứng suất và nội lực. Ngoài ra, trong nhiều trường hợp còn phải biết vận tốc và gia tốc tương ứng.

Trong quá trình công trình rung động, cần xác định tần số dao động kết cấu.

Về nguyên tắc, để đo được đầy đủ và chính xác các tham số động xuất hiện trong kết cấu công trình cần phải dùng các thiết bị đo ghi tự động dưới dạng các biểu đồ dao động trên băng giấy, các dao động ký hiệu điện tử hoặc số liệu được lưu trữ lại trong các

băng, đĩa từ để rồi được xử lý tự động trên các máy chuyên dùng hay máy tính điện tử. Chỉ trong những trường hợp khi khả năng đo lường tự động bị hạn chế và điều kiện thí nghiệm cho phép thì có thể tiến hành bằng phương pháp quan trắc trên các dụng cụ đo này bởi nó thường cho các số liệu rời rạc và độ chính xác không cao.

Để chọn thiết bị tự động đáp ứng được nhiệm vụ nghiên cứu cụ thể, cần xét đến các yếu tố cơ bản sau đây của thiết bị:

- Độ nhạy cảm, được xác định bằng sự tương quan của dòng điện (hay điện áp) trên đầu vào của thiết bị đo với sự thay đổi chỉ số ở đầu ra do tín hiệu điện này đưa đến. Độ nhạy của thiết bị đo chỉ có ý nghĩa thực tế khi các thiết bị đó có thể tổ hợp các số đo không qua khuếch đại; còn khi đã dùng sự khuếch đại độ nhạy cho thiết bị đo thì không phải là yếu tố xác định.

- Khoảng đo là phạm vi mà thiết bị có thể đo được và giá trị của tham số đo đảm bảo độ sai số cho phép. Khoảng đo được xác định theo đặc trưng chia độ của biên độ và tần số; đầu tiên xác định sự tuyến tính và giới hạn của khoảng đo biên độ, sau đó là sự làm việc của khoảng đo tần số của thiết bị

- Tốc độ dịch chuyển của phần tử mang tín hiệu như băng từ, băng giấy, phim hoặc các chuyển mạch của các bộ nhớ từ ... liên quan với khoảng làm việc của tần số của thiết bị. Những tham số này cần phải khảo sát đồng thời.

- Khả năng kéo dài khi đo liên tục, để xác định được dung lượng của bộ nhớ trong các thiết bị ghi và lưu trữ khi có được giới hạn trên của tần số đo.

Ngoài ra, trong kỹ thuật đo lường các đại lượng động, để tránh được sai lệch trong kết quả đo, cần thiết nhất là phải làm giảm đến mức tối thiểu ảnh hưởng của lực quán tính và sự ma sát trong các bộ phận chuyển động của thiết bị đo, cũng như các bộ phận liên kết và tiếp xúc giữa đối tượng khảo sát với các chi tiết có độ nhạy cảm cao trong các thiết bị đo chế tạo theo những sơ đồ tác dụng không quán tính của điện tử và quang học. Khi đó có thể đảm bảo được.

- Khả năng đo nhanh gấp hàng nghìn lần so với hệ thống chuyển đổi cơ học.

- Khả năng đo ở các cự ly cách xa đối tượng khảo sát để đảm bảo an toàn cho người và thiết bị đo khi tác dụng tải trọng.

5.4.2. Đo các đặc trưng dao động kết cấu bằng các thiết bị hoạt động theo nguyên lý cơ học

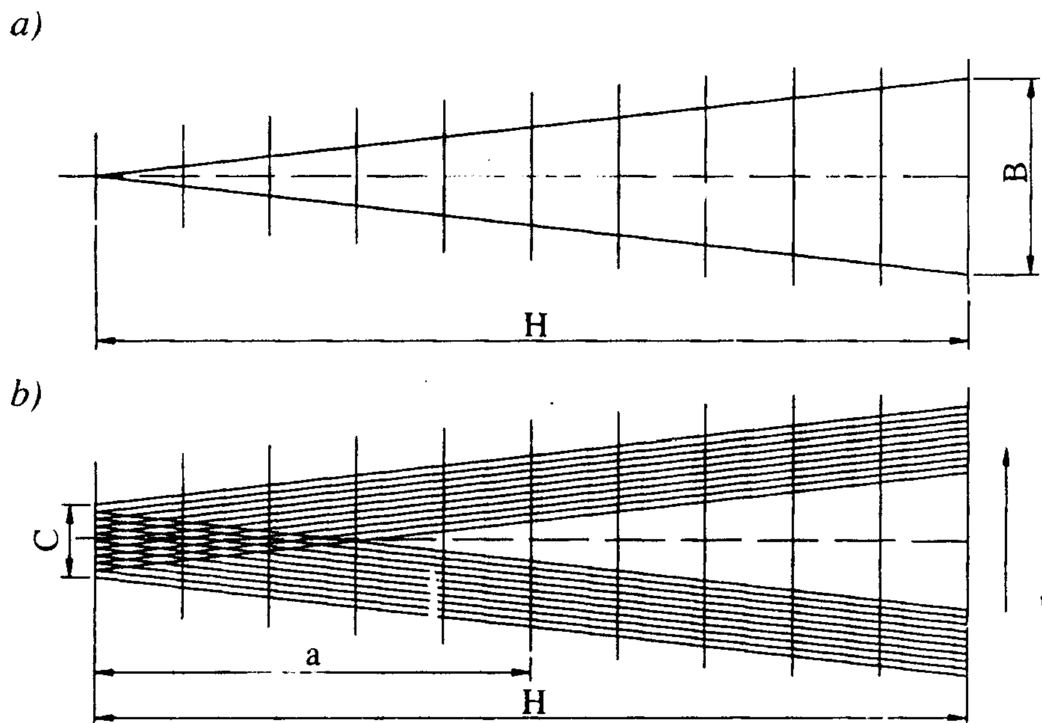
Đo rung động công trình được hoàn thành trên những cơ sở hoặc là do ghi lại chuyển vị thẳng hay chuyển vị góc (tốc độ, gia tốc) của các bộ phận trong công trình dao động; hoặc là đo đạc một hay nhiều các tham số của quá trình rung động như biên độ và tần

số của các dao động thành phần, các đặc trưng thống kê của chuyển động dao động ngẫu nhiên, các giá trị đỉnh của chuyển vị (tốc độ, gia tốc) của các chuyển động dao động biết trước ...

Khi nghiên cứu công trình chịu tác dụng tải trọng động, tham số đầu tiên cần xác định là chuyển vị rung động. Để đo tham số này có thể dùng những dụng cụ và phương pháp đơn giản như tem dao động, đồng hồ đo chuyển vị bé, các thiết bị cơ học tự ghi biểu đồ.

5.4.2.1. Tem dao động

Phương tiện đơn giản nhất để xác định được giá trị biên độ dao động của kết cấu công trình là các con tem dao động. Tem dao động là một mảnh giấy trắng hình chữ nhật có kích thước 30 × 250, trên đó vẽ một hình tam giác cân nhọn bằng mực đen có nét rộng 0,5 mm; tam giác có cạnh đáy B = 5 ÷ 20mm, chiều cao H gấp khoảng 10 lần cạnh đáy B. Trên chiều cao của tam giác chia 10 khoảng bằng nhau (hình 5.10)



***Hình 5.10.** Tem dao động*
a) Ở trạng thái tĩnh; b) Ở trạng thái dao động

Khi cần đo độ dịch chuyển tại một vị trí trên kết cấu, tem dao động được dán vào vị trí đo để sao cho trục đối xứng của hình tam giác nằm thẳng góc với phương chuyển vị của kết cấu. Đo chuyển vị bằng tem dao động dựa trên cơ sở hiệu ứng quang học của nhãn quang người đo. Khi kết cấu bị rung làm cho tem dao động theo, quá trình tem bị dao động với tần số tương đối cao (khoảng trên 500 chu kỳ trong 1 phút); hai cạnh bên của tam giác cân của tem tạo thành một bóng hình tam giác nhỏ, có màu sắc đen, nằm

ngược chiều. Người đo có thể đọc được vạch số chia trên tem mà chiều cao a của tam giác nhỏ chiếm giữ.

Theo tính đồng dạng của tam giác, ta có thể xác định giá trị chuyển vị (biên độ dao động) của kết cấu tại vị trí đo bằng:

$$c = \frac{B}{H}a$$

trong đó:

c - chuyển vị động cần xác định

B/H - tỷ số giữa cạnh đáy và chiều cao của tem dao động

a - chiều cao của tam giác bóng đen, được đo bằng các vạch chia trên tem dao động với độ chính xác đến một nửa vạch đo

Với tem dao động có thể đo được các chuyển vị động từ 10 đến 20mm khi tần số dao động khoảng 500 chu kỳ/phút và từ 1 đến 10mm khi tần số khoảng 1000 chu kỳ/phút. Để nhận được kết quả đo tin cậy thì dao động của công trình phải được ổn định.

5.4.2.2. Đồng hồ đo chuyển vị

Đo rung động của công trình có thể dùng các đồng hồ đo chuyển vị thẳng. Đồng hồ được gắn trên một điểm cố định ngoài kết cấu hay thông thường được gắn trên một khối lượng treo trực tiếp trên công trình nhưng có tần số dao động rất thấp so với dao động của công trình.

Khi kết cấu rung động, kim của đồng hồ đo chuyển động và tạo thành trên mặt đồng hồ một bóng rẻ quạt; từ khoảng dịch chuyển của đầu mút kim có thể đọc được biên độ dao động của kết cấu. Điều kiện cơ bản để đo đúng là quá trình kết cấu rung động, luôn đảm bảo thanh truyền động của đồng hồ tiếp xúc với điểm đo chuyển vị; điều này chỉ thực hiện được trong tất cả các pha dao động, lực quán tính của thanh truyền động của đồng hồ không vượt quá lực kéo của lò xo trong đồng hồ đo. Nói chung, nên chọn sao cho giới hạn tương ứng của phép đo rung động bằng đồng hồ đo chuyển vị với giá trị của vạch đo 0,01mm.

5.4.2.3. Đo rung động công trình bằng các khối lượng quán tính

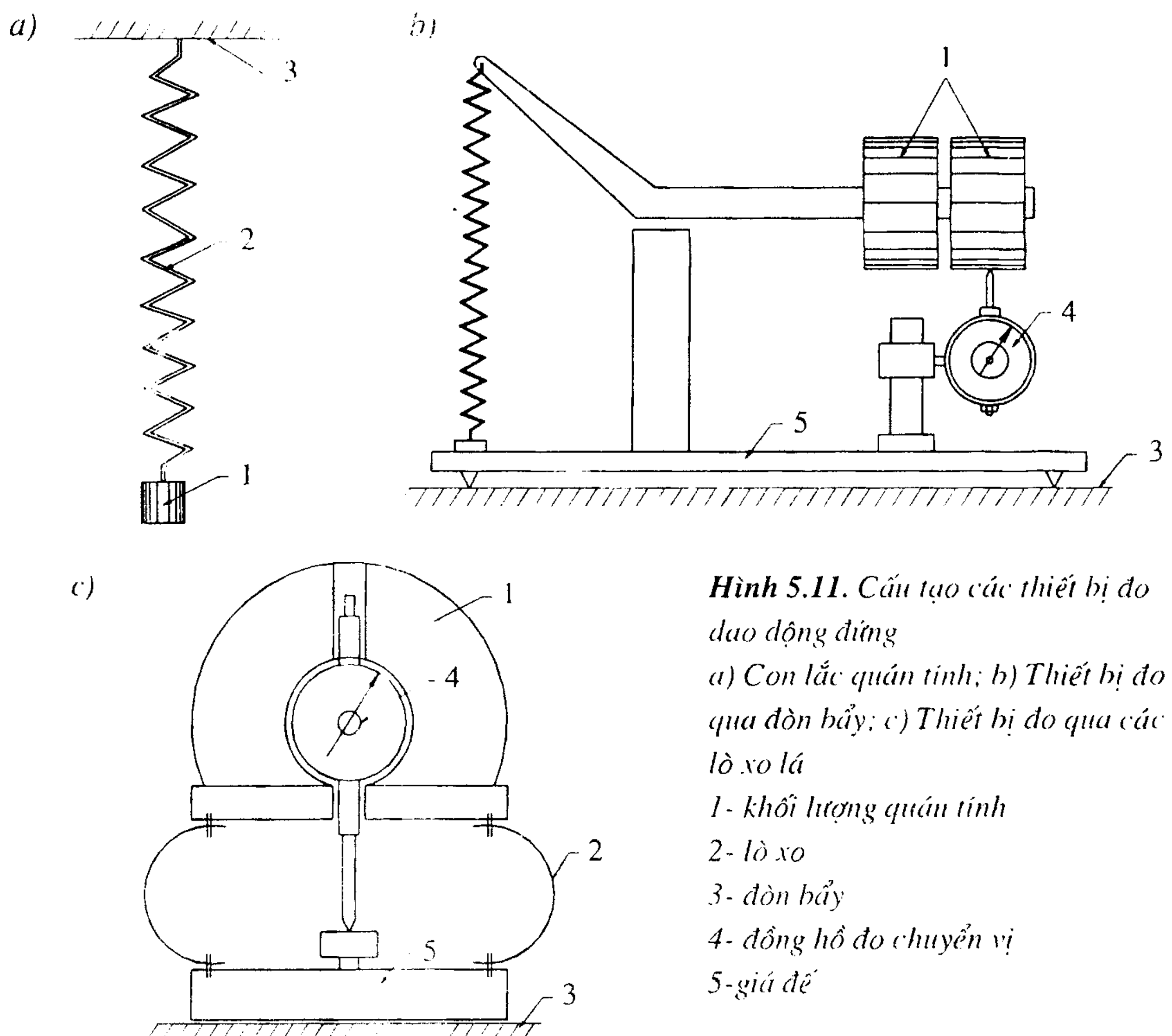
5.4.2.3.1. Đo dao động đứng

Phương pháp đơn giản nhất là phải tạo nên những điểm cố định hay những điểm có tần số dao động thấp, chậm chạp nằm trong không gian của kết cấu khảo sát. Để tạo được những điểm có dao động thấp hơn nhiều lần so với kết cấu, thường dùng các con lắc quán tính gồm một khối lượng (1) được treo bằng một lò xo (2) vào kết cấu dao động (3). Chiều dài tương ứng của lò xo cần đảm bảo cho tần số dao động riêng khối lượng này khá thấp so với tần số rung động khảo sát. Để tiến hành đo rung của kết cấu có thể

dùng đồng hồ đo chuyển vị gắn chặt trên kết cấu và đầu thanh truyền động của đồng hồ luôn được tiếp xúc với khối lượng quán tính (hình 5.11a).

Trên hình 5.11b trình bày sơ đồ cấu tạo của dụng cụ đo rung động thẳng đứng theo kiểu dùng khối lượng quán tính. Dụng cụ gồm giá đế (5), tại điểm O trên giá làm tâm quay của đòn bẩy gãy khúc AOB, trong đó đầu mút B nằm ở vị trí cao hơn tâm quay O và đầu mút A của đòn bẩy. Trên mút A của đoạn đòn nằm ngang OA đặt khối lượng (1); đầu mút B neo vào giá đế bằng lò xo (2). Để chỉ thị độ rung động của kết cấu khảo sát; trên giá đế, ở vị trí phù hợp gắn cố định đồng hồ đo chuyển vị (4) để sao cho thanh truyền động của đồng hồ luôn luôn tiếp xúc với khối lượng (1) khi kết cấu rung động.

Trong hệ thống cơ của thiết bị, có cấu tạo điểm neo B của phần đòn gãy khúc ở cao hơn phần đòn nằm ngang OA mang khối lượng, nên đã làm giảm đáng kể tần số riêng của hệ thống. Tần số dao động tối thiểu của hệ thống có thể đạt tới 0,1 Hz; nếu giảm tần số thấp hơn nữa, thì cấu tạo của hệ thống cơ học sẽ mất ổn định ngoài mặt phẳng đứng, do mút đòn B nằm quá cao so với phần đòn OA nằm ngang.



Hình 5.11. *Cấu tạo các thiết bị đo dao động đứng*
a) Con lắc quán tính; b) Thiết bị đo qua đòn bẩy; c) Thiết bị đo qua các lò xo lá
1- khối lượng quán tính
2- lò xo
3- đòn bẩy
4- đồng hồ đo chuyển vị
5-giá đế

Trên hình 5.11c, giới thiệu một kiểu cấu tạo khác của dụng cụ đo rung động đứng nhờ khối lượng quán tính ở đây, khối lượng (1) bao quanh và giữ chuyển đồng hồ chuyển vị (4); đồng thời được liên kết với giá đế (5) bằng các lò xo lá (2). Thanh truyền động của đồng hồ đo tiếp xúc với giá đế (5) để đón nhận độ rung động, khi thiết bị được gắn chặt vào kết cấu khảo sát.

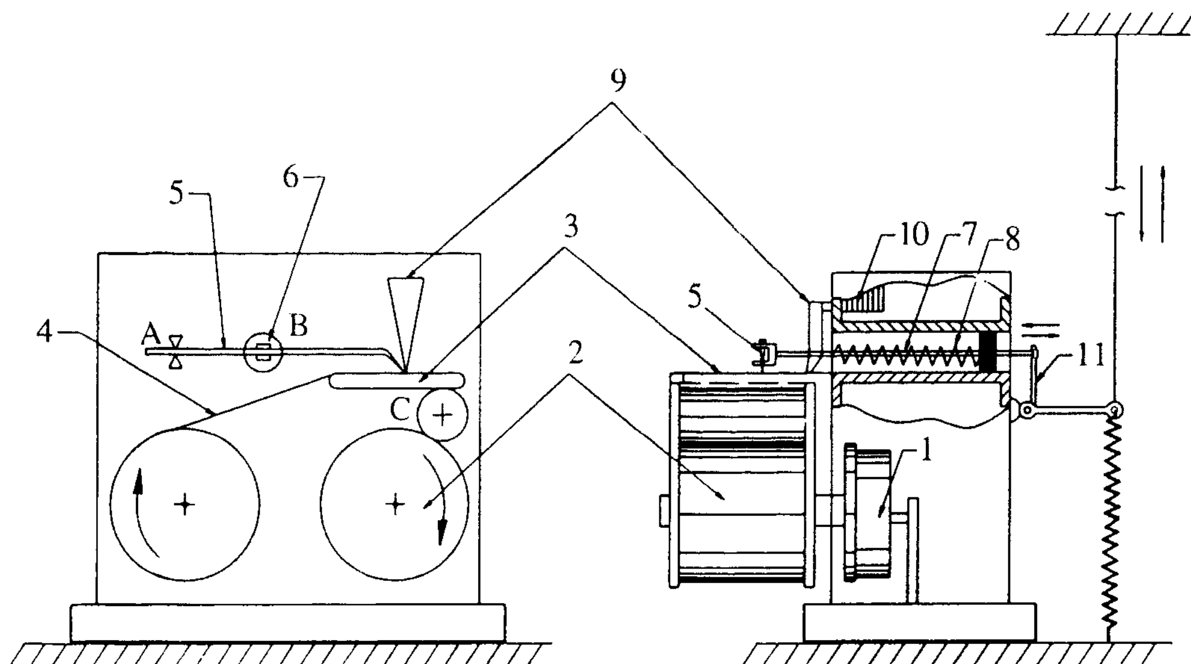
5.4.2.3.2. Đo dao động ngang

Trong thử nghiệm kết cấu nhà có thể sử dụng loại dụng cụ dao động ngang đơn giản nhất có cấu tạo như búa và gồm khối lượng quán tính được treo nằm ngang trên khung đỡ bằng bốn dây treo. Chỉ thị và đo lượng rung động ngang bằng đồng hồ đo chuyển vị thẳng hay một dụng cụ đo kiểu tự ghi. Nhưng đối với kết cấu nhịp cầu rất lớn không thể làm như vậy được và chỉ có thể dùng các máy rung để tạo dao động ngang. Các máy này có thể đặt trên xe ôtô đặc biệt.

5.4.2.4. Thiết bị đo rung động tự ghi bằng cơ học

Đo rung động của kết cấu bằng đồng hồ đo chuyển vị thẳng thường gặp nhiều hạn chế như: độ chính xác thấp, số liệu rời rạc và không ghi lại được quá trình dao động ... Do đó, trong kỹ thuật đo rung động đã xuất hiện các thiết bị đo tự ghi theo nguyên lý cơ học. Hai thiết bị thường được sử dụng để đo rung động của kết cấu công trình là:

5.4.2.4.1. Máy đo rung động công trình kiểu Geiger (hình 5.12)



Hình 5.12. *Máy đo độ võng tự ghi biểu đồ Geiger*

Các máy đo rung động cơ học tự ghi biểu đồ thường có cơ cấu chuyển động theo sơ đồ cấu tạo Geiger. Những bộ phận cơ bản trong máy đo gồm:

* Bộ phận tạo chuyển động thẳng đều cho băng giấy ghi biểu đồ (4). Bộ phận này gồm hộp dây cót đồng hồ (1) nhằm tạo chuyển động quay làm quay trục (2) kéo băng giấy chạy trên bàn ghi dao động (3).

* Bộ phận tiếp nhận và truyền rung động của công trình vào kim ghi dao động (5); gồm một trục ống (6), trong ống có thanh truyền động (7); thanh truyền động giữ được vị trí cân bằng trong trục ống nhờ lò xo (8). Đầu tự do của thanh truyền động (7) nhô ra ngoài vỏ máy để có thể tiếp xúc với điểm đo dao động trên công trình hoặc với cơ cấu chuyển hướng dao động của công trình (11) hoặc tiếp xúc với khối lượng quán tính treo trên công trình. Đầu mút khác của thanh truyền động liên kết khớp với thân kim ghi dao động (5). Trên kim ghi (5) có ba điểm đặc trưng, đó là:

A - điểm cố định là tâm quay của kim

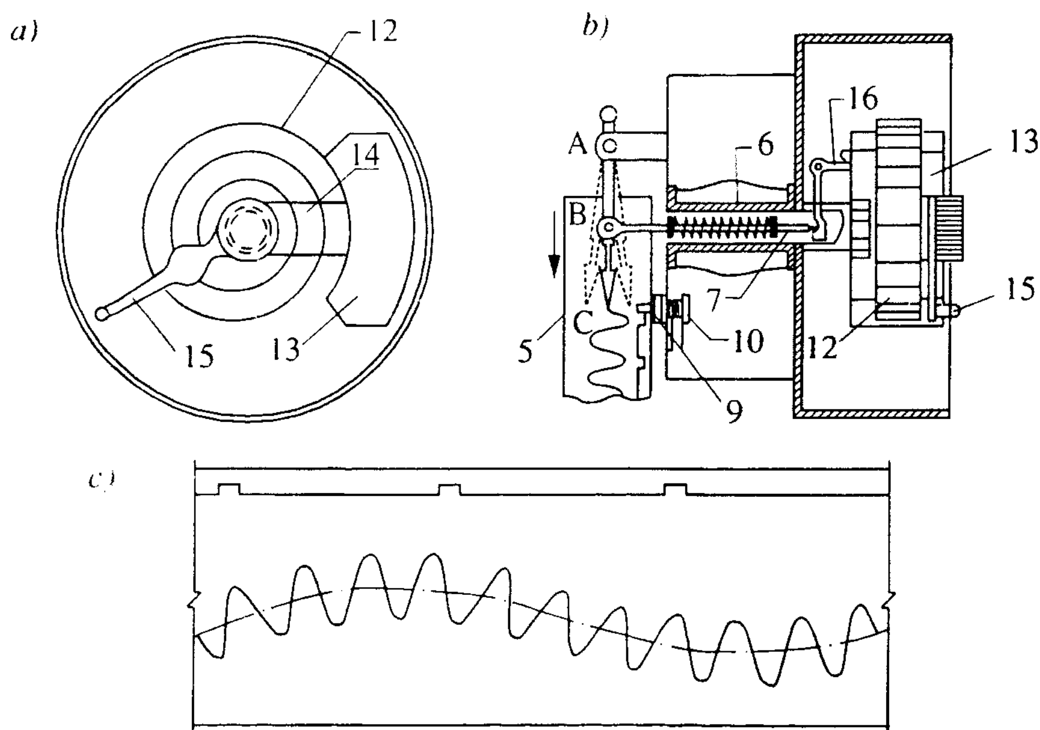
B - điểm tiếp nhận rung động của công trình từ thanh truyền động (7)

C - điểm mút để vạch dao động lên băng giấy ghi biểu đồ.

Khi đo rung động, hai bộ phận đó chuyển động đồng thời tạo nên sự chuyển động thẳng đều của băng giấy và dao động qua lại của đầu kim khi tiếp nhận sự rung động của công trình, kết quả sẽ cho biểu đồ dao động (độ võng động) của công trình khảo sát. Ngoài ra, trong máy rung động còn có một bộ phận vạch dấu thời gian (1s) trên mép của biểu đồ ghi dao động. Bộ phận này là một nam châm điện nhỏ (10) với lò xo lá mang kim (9).

Máy đo rung cơ học tự ghi biểu đồ được dùng để đo độ võng động khi trên công trình có sẵn những điểm cố định, tại đó có thể đặt các máy đo. Trường hợp khi trên công trình không có những điểm cố định, thì trên máy đo còn phải có thêm một bộ phận tạo điểm dao động có tần số thấp bằng khối lượng quán tính (hình 5.12a,b). Bộ phận này gồm những chiếc hộp tròn liên kết đồng tâm với trục ống (6); trong đó có lò xo vòng (12); đầu trong của lò xo liên kết với trục ống (6) đầu ngoài của lò xo gắn với khối lượng quán tính (13), khối lượng này có thể dao động quanh trục ống trên thanh nan hoa (14). Cụm lò xo có khối lượng quán tính có thể đặt theo những vị trí tuỳ ý phù hợp với hướng cần đo dao động của công trình (thẳng đứng, nằm ngang hay nghiêng). Tay quay (15) dùng để điều chỉnh độ cứng của lò xo (12) nhằm thay đổi tần số dao động của khối lượng quán tính. Với các máy đo dao động Geiger, khối lượng quán tính thường có tần số dao động từ 2 đến 3Hz.

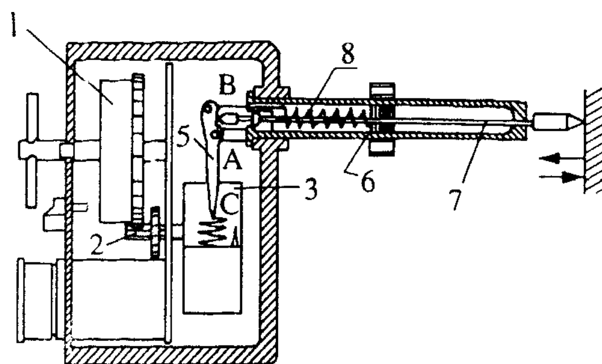
Đo rung động công trình bằng máy dao động kiểu con lắc, không đòi hỏi phải có những vị trí cố định, máy đo được liên kết chặt và cùng rung động với công trình; lúc này đầu tự do của thanh truyền động (7) được tiếp xúc với khối lượng quán tính (13) qua hệ đòn bẩy (16). Biểu đồ dao động ghi lại được bằng kim (5) sẽ phụ thuộc vào biểu đồ: đường liền nét biểu diễn dao động của công trình, đường đứt nét biểu diễn dao động của khối lượng quán tính (hình 5.13).



Hình 5.13. *Sơ đồ cấu tạo máy rung động kiểu con lắc quán tính*
a, b) Sơ đồ cấu tạo máy đo; c) Biểu đồ dao động tự ghi

5.4.2.4.2. Máy đo rung động cầm tay (hình 5.14)

Máy đo rung động cầm tay có cấu tạo gần giống như máy đo kiểu Geiger. Ở đây, trong thiết bị không cần bộ phận khối lượng quán tính có tần số dao động thấp so với kết cấu mà dùng trực tiếp dao động của người sử dụng máy đo đứng trên công trình Vì thế, khi dùng dụng cụ này có thể cầm tay để đo trực tiếp sự rung động của công trình không yêu cầu phải có điểm gá lắp máy cố định.



Hình 5.14. *Sơ đồ cấu tạo máy đo rung động cầm tay*

Cấu tạo của máy đo gồm vỏ máy, trên đó gắn ống (6), trong ống có thanh truyền động (7) và được giữ ở vị trí cân bằng nhờ lò xo ống (8) tại điểm cố định A và mũi kim C sẽ vạch dao động trên bàn ghi (3). Để tạo chuyển động thẳng đều của băng giấy ghi biểu đồ (4) trên bàn ghi, trong thiết bị đã dùng hộp khởi động dây cót đồng hồ (1) để làm quay trục lăn (2) kéo chạy băng giấy ghi biểu đồ. Trên máy còn có bộ phận vạch thời gian chạy bằng nguồn pin, mỗi vạch tương ứng với 1s.

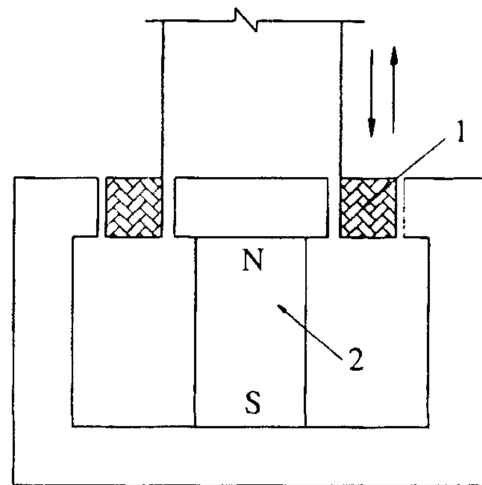
Thiết bị đo rung cầm tay dùng để đo dao động của các công có tần số rung cao; với tần số rung từ 5 đến 100 Hz có thể đo được biên độ dao động từ 0,05 đến 6mm.

5.4.3. Đo các đặc trưng dao động kết cấu bằng các thiết bị hoạt động theo nguyên lý điện- từ

Cấu tạo cơ bản của các thiết bị đo rung động công trình bằng điện đều dựa trên một nguyên tắc chung là các tham số của chuyển động dao động được chuyển đổi thành những đại lượng điện; sau đó dùng các thiết bị đo điện để đo và ghi lại các tín hiệu điện. Ưu điểm cơ bản của thiết bị đo các tham số rung động bằng điện là có khả năng đo được từ xa; cùng một lúc thực hiện được nhiều điểm đo; có thể quan sát tổng thể một quá trình động phức tạp xảy ra trên công trình; xác định được dạng dao động và có thể tự động hoá quá trình đo lường các đại lượng.

Có hai loại chuyển đổi đại lượng cơ học thành đại lượng điện:

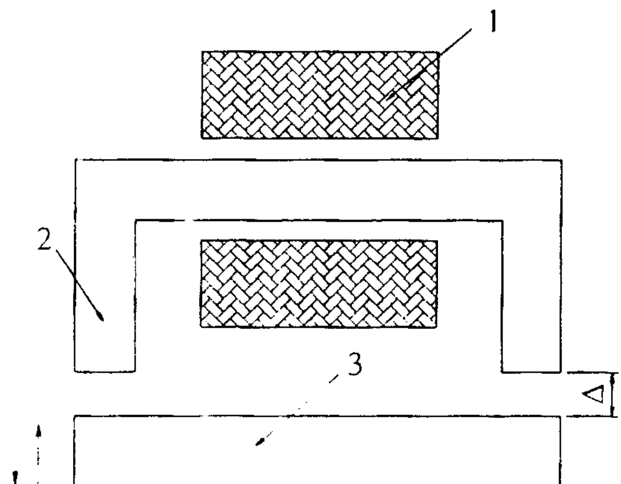
* Bộ chuyển đổi điện động, được xây dựng trên nguyên tắc chung là biến đổi năng lượng cơ học thành điện, tức là tạo ra một sức điện động. Phương pháp phổ biến nhất dựa trên cơ sở thay đổi của luồng qua cuộn dây, thường gọi là điện từ hay cảm ứng.



Hình 5.15. Sơ đồ chuyển đổi điện động
1 - Cuộn dây; 2 - Lõi từ

Trên hình 5.15 giới thiệu sơ đồ đơn giản của bộ chuyển đổi cảm ứng gồm một lõi từ (2) dao động trong cuộn dây (1), làm xuất hiện trong cuộn dây một sức điện động tỷ lệ thuận với tốc độ dao động của lõi từ.

* Bộ chuyển đổi tham số: các tham số chuyển đổi ở đây thường là các đại lượng cảm kháng, điện trở ...; sự biến thiên của các tham số chuyển đổi này có liên quan trực tiếp với sự thay đổi của các tham số cơ học khi công trình rung động.



Hình 5.16. Sơ đồ bộ chuyển đổi tham số
1 - Cuộn dây; 2 - Lõi từ; 3 - Con chạy

Trên hình 5.16 giới thiệu sơ đồ các bộ chuyển đổi cảm ứng bằng cuộn dây với lõi từ. Sức cảm kháng trong cuộn dây sẽ biến thiên tỷ lệ với sự thay đổi khe hở Δ giữa con chạy và lõi từ, tức

chuyển vị cần đo của công trình. Bộ chuyển đổi loại này có độ nhạy rất cao và đơn giản nên được dùng rộng rãi khi đo rung động công trình.

Sự chuyển đổi tham số vạn năng nhất dựa trên cơ sở của sự thay đổi điện trở. Trong nghiên cứu thực nghiệm cơ cấu công trình, khi đo biến dạng tương đối của vật liệu thường dùng loại chuyển đổi tham số điện trở; đó là các phần tử tenzo cảm biến điện trở.

5.4.4. Đo biến dạng động

Đo biến dạng động trong kết cấu công trình phổ biến dùng tenxomét điện trở. Nguyên lý làm việc và cấu tạo cơ bản tenxomét điện trở được trình bày chi tiết trong mục 3 chương 3. Cũng tương tự như trong đo lường trạng thái biến dạng tĩnh, để đo lường biến dạng động cần phải có ba bộ phận cơ bản sau:

- Bộ phận tiếp nhận và chuyển đổi thông tin: đó là các phần tử tenzo cảm biến điện trở. Các phần tử này có nhiệm vụ tiếp nhận độ giãn tương đối của vật liệu khi đối tượng chịu lực để chuyển thành sự thay đổi giá trị điện trở trong phần tử cảm biến.

- Bộ phận đo lường và khuếch đại tín hiệu: đây là máy đo lường các tín hiệu điện (sự biến thiên điện trở) nhận được từ phần tử cảm biến, sau đó được khuếch đại để chuyển đến bộ phận ghi và xử lý thông tin.

Một máy đo biến dạng động thường có nhiều kênh (cầu đo) để tại mỗi thời điểm có thể đo được nhiều điểm tương ứng với số lượng kênh của máy đo, vì trong mỗi kênh chỉ thực hiện được một điểm đo biến dạng động đang tồn tại nhiều loại máy đo khác nhau như:

- Nhật Bản có các loại máy:	DPM-700 (-711A, -712A) - 8 kênh đo;
	MCC-A-6,8 và 167 kênh đo;
	CDV-400-6 kênh đo;
	MCA-160AS- 16 kênh đo ...;
- Mỹ và các nước châu Âu có:	System 2100 - 8 kênh đo;
	System 2300 - 10 kênh đo;

- Bộ phận ghi nhận và xử lý thông tin; gồm thiết bị ghi, lưu trữ thông tin đo được nhờ các máy ghi loại RPT-50A (4 kênh đo), -350A (16 kênh đo), -550A (7 kênh đo) - 670A, -770A (14-21 kênh đo) ... và sau đó chuyển đến các máy phân tích và xử lý chuyển đổi: DAA-100A, ADC-150A, -160A ... hoặc máy tính điện tử khi có các chương trình xử lý tương ứng.

5.5. TIẾN HÀNH THÍ NGHIỆM VÀ XÁC ĐỊNH CÁC THAM SỐ ĐỘNG

5.5.1. Khảo sát đối tượng thí nghiệm

Tiến hành thí nghiệm một kết cấu công trình chịu tác dụng của tải trọng rung động có nhiều phức tạp hơn so với tải trọng tĩnh. Trong quá trình chịu tải, không những riêng kết

cấu dao động mà máy đo cũng bị rung theo. Một sai sót hay khuyết tật tồn tại trong hệ thống thí nghiệm, nếu không được phát hiện đầy đủ và kịp thời cũng có thể gây ra sự hư hỏng hay phá hoại đột ngột các phần tử kết cấu trong quá trình tiến hành thí nghiệm. Vì thế, trước khi chất tải trọng cần phải tiến hành các bước công việc khảo sát kiểm tra đối tượng sau:

5.5.1.1. Khảo sát trạng thái kết cấu

Các nội dung:

• Đo và kiểm tra lại hình dạng và kích thước cấu tạo kết cấu;

• Xác định các đặc trưng và chất liệu của vật liệu trên đối tượng thí nghiệm;

• Phát hiện và đánh giá mức độ nguy hiểm của khuyết tật và hư hỏng tồn tại trong đối tượng do quá trình chế tạo;

• Tính toán kiểm tra lại trạng thái làm việc của đối tượng trên cơ sở của các số liệu khảo sát thực tế, tương ứng với các chế độ tải trọng thí nghiệm.

5.5.1.2. Xác định tính chất, vị trí và giá trị của tải trọng thí nghiệm

Trước tiên cần phải xác định tính chất của tải trọng động dùng trong thí nghiệm công trình là tải trọng xung do va chạm; hoặc tải trọng rung động theo chu kỳ bằng một hay nhiều nguồn cưỡng bức tạo ra; hoặc là các tải trọng thí nghiệm. Sau cùng, bằng sơ đồ thể hiện vị trí và biện pháp tác dụng tải trọng nhằm đảm bảo đặt đúng, truyền đủ tải trọng lên đối tượng thí nghiệm.

5.5.1.3. Phân bố và lắp đặt dụng cụ đo lường

Các dung cụ đo lường sau khi lựa chọn, sẽ được lắp đặt trên các tiết diện và các điểm đặc trưng của kết cấu để xác định giá trị của các tham số động. Trong thí nghiệm động, số lượng dụng cụ đo sử dụng thường không nhiều, nhưng có cấu tạo khá phức tạp; cho nên việc lắp đặt chúng lên kết cấu phải cẩn thận để chúng hoạt động bình thường trong quá trình kết cấu chịu tải và cho kết quả đo đạc chính xác.

5.5.2. Thí nghiệm đo tần số dao động tự do của kết cấu

Xác định tần số dao động tự do có một ý nghĩa quan trọng đối với việc khai thác và sử dụng đúng đắn các kết cấu công trình làm việc với tải trọng rung động. Trong thực tế, khi biết được tần số dao động riêng của đối tượng khảo sát hay công trình, có thể đánh giá khả năng cho phép đặt lên công trình đó các nguồn chấn động (thiết bị máy móc) có chế độ làm việc xác định, hay để giải thích nguyên nhân xuất hiện dao động cộng hưởng trên công trình để tìm biện pháp tránh hiện tượng đó.

Để xác định tần số dao động riêng của các bộ phận kết cấu hay công trình bằng phương pháp thực nghiệm có thể thực hiện theo hai cách sau:

Cách thí nghiệm thứ nhất: Tác dụng lên kết cấu một lực va chạm bằng cách tạo vật rơi (va chạm đứng), hoặc bằng búa va (va chạm ngang), hoặc một lượng nổ nhỏ định

hướng hay bằng cách tạo một chuyển vị ban đầu để kết cấu ra ngoài tư thế cân bằng, sau đó để cho kết cấu dao động tự do. Để xác định dạng, tần số và độ suy giảm dao động tại tiết diện đặc trưng của kết cấu đặt các dụng cụ đo chuyển vị động và ghi lại biểu đồ rung động của kết cấu.

Cách thí nghiệm thứ hai: Để xác định tần số dao động riêng của kết cấu, dùng một máy chấn động kiểu quay các quả lệch mà tần số rung của nó có thể điều khiển bằng cách thay đổi số vòng quay. Cho thiết bị rung làm việc với những giá trị tần số thay đổi khác nhau, để chọn một tần số gây cho kết cấu có dao động với biên độ phát triển nhanh, bắt đầu xuất hiện sự cộng hưởng. Tần số dao động lúc này của nguồn cưỡng bức chính là tần số dao động riêng của kết cấu.

Thí nghiệm theo phương pháp cưỡng bức cần chú ý sau mỗi lần thay đổi giá trị tần số (tương ứng với số vòng quay của các quả lệnh) của nguồn cưỡng bức, cần giữ nguyên cho đến khi dao động của kết cấu ổn định mới cho phép thực hiện lần thay đổi tần số tiếp theo. Đo tần số rung động của nguồn cưỡng bức khi bắt đầu xuất hiện hiện tượng cộng hưởng nên thực hiện bằng thiết bị đo số vòng quay. Phương pháp thí nghiệm bằng nguồn cưỡng bức chỉ có hiệu quả khi độ tắt dần của dao động không lớn và với các dạng dao động bậc thấp dưới 2.

5.5.3. Thí nghiệm đo dao động dưới các tải trọng cưỡng bức

Khi thí nghiệm tải trọng rung động kết cấu khảo sát sẽ xuất hiện những dao động cưỡng bức có khoảng tần số rộng, trong đó có cả vùng cộng hưởng. Thí nghiệm rung động sẽ cho những đặc trưng động đầy đủ và toàn diện nhất của đối tượng khảo sát. Nhưng để có thể thực hiện được một thí nghiệm rung động cưỡng bức đòi hỏi phải có những thiết bị và máy rung chuyên dùng cũng như khả năng liên kết chặt chúng với công trình. Trong thực tế thí nghiệm công trình, để tạo tải trọng động thường dùng các máy rung bằng các khối lượng lệch tâm.

Khi thí nghiệm bằng phương pháp rung động cưỡng bức công trình, sẽ nhận được đường biểu diễn mối quan hệ giữa đại lượng khảo sát (chuyển vị, biến dạng, ...) với tần số của lực cưỡng bức, đó là "đường cong cộng hưởng". Khi xử lý các đường cong này có thể nhận được tần số dao động riêng của kết cấu và cường độ tắt dần của dao động xuất hiện trên kết cấu.

Để xác định hệ số động, tải trọng di động cần phải dịch chuyển trên toàn bộ nhịp làm việc của kết cấu với tốc độ cực tiểu và cực đại; với mỗi giá trị tốc độ sẽ tiến hành ghi các tham số đặc trưng để tính toán kết cấu như độ võng cực đại hay biến dạng trong vùng kết cấu có tập trung ứng suất. Trên hình 5.20 trình bày biểu đồ rung động ghi được trên một dầm cầu chạy để từ đó xác định hệ số động:

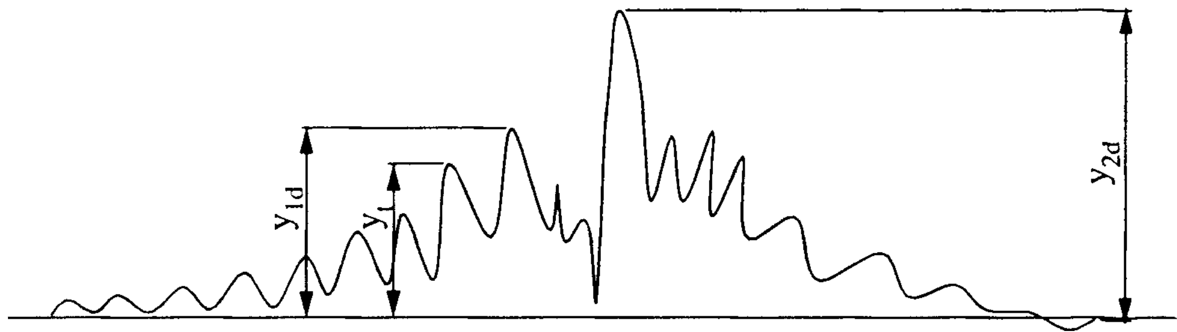
$$K_d = y_{1d} / y_t \qquad (5.19)$$

trong công thức và hình 5.17:

y_{1d} - giá trị lớn nhất của tham số đo khi hoạt tải chạy với tốc độ cực đại

y_t - giá trị lớn nhất của tham số đo khi hoạt tải chạy với tốc độ cực tiểu (tĩnh)

y_{2d} - giá trị lớn nhất của tham số đo khi hoạt tải chạy qua chướng ngại (mốc cao 4mm)



Hình 5.17. Sơ đồ xác định hệ số động của dầm cầu

5.5.4. Nguyên tắc thử tải công trình dưới tải trọng khai thác

Trong trường hợp đối tượng nghiên cứu là công trình đang khai thác hoặc chế tạo nhằm mục đích sẽ đưa vào sử dụng thì trong thí nghiệm có thể dùng các phương tiện gây tải thực tế để làm tải trọng thí nghiệm. Phương pháp này sẽ cho những số liệu làm việc thực tế của tổng thể công trình cũng như của các bộ phận kết cấu trong điều kiện sử dụng. Tuy nhiên, cũng có hạn chế là cường độ và chế độ làm việc của tải trọng thí nghiệm không đạt được yêu cầu tối đa để xác định khả năng chịu lực, độ bền vững và trạng thái hư hỏng của công trình.

Khi thí nghiệm với tải trọng sử dụng có thể xác định các đặc trưng sau:

• Giá trị chuyển vị, biến dạng và nội lực xuất hiện trong các phần tử kết cấu dưới tác dụng của tải trọng sử dụng;

• Tần số dao động riêng;

• Chế độ làm việc (tức là những giá trị nguy hiểm của chuyển vị, biến dạng và ứng suất) của thiết bị máy móc và tốc độ di chuyển của các phương tiện chuyển động trên công trình.

Khi tải trọng thí nghiệm là các máy móc đặt cố định tại chỗ thì ngoài bước thí nghiệm với chế độ làm việc bình thường còn cần phải tiến hành thí nghiệm với điều kiện làm việc nặng hơn như khi có gia tốc hay hãm đột ngột v.v...

Khi thí nghiệm với tải trọng di động cần phải phòng ngừa:

• Vị trí bất lợi của tải trọng dẫn đến nội lực lớn trong đối tượng;

• Tốc độ tới hạn tương ứng với hiện tượng cộng hưởng;

• Phanh hãm đột ngột v.v...

Khi dùng xe ô-tô làm tải trọng thử động thì còn cần các thí nghiệm thêm như:

• Tạo sự va chạm đứng có thể xảy ra trong thực tế do bề mặt của kết cấu không bằng phẳng (cho xe chạy qua tấm ván dầy 5cm rộng 20cm trên mặt cầu).

• Tạo những tác dụng theo phương nằm ngang có thể sinh ra do sự quay gập chuyển hướng của các phương tiện di động.

5.6. XỬ LÝ CÁC KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

5.6.1. Phương pháp xử lý kết quả thí nghiệm dao động

Vấn đề quan trọng khi nghiên cứu bằng thực nghiệm các kết cấu công trình chịu tác dụng động học là việc xử lý các thông tin nhận được trong quá trình thí nghiệm. Các thông tin nhận được đó có thể là các biểu đồ tự ghi lại trên các dụng cụ đo lường, trong đó thể hiện sự biến thiên đại lượng của tham số khảo sát theo thời gian; hoặc có thể là các số đo rời rạc qua những khoảng thời gian cách quãng hay ở những mốc thời gian xác định. Đồ thị biểu diễn các tham số phụ thuộc thời gian là dạng thông dụng và thuận tiện nhất khi tiến hành phân tích và xử lý quá trình rung động của một đối tượng khảo sát. Những biểu đồ này không những cho khả năng phân tích quy luật biến thiên của tham số mà còn có thể cho biết hàng loạt giá trị các số đo rời rạc.

Khi tiến hành thí nghiệm rung động kết cấu công trình, trong thực tế thường gặp các dạng dao động như sau:

• Dao động tắt dần;

• Các dao động có dạng gần điều hoà không tắt dần;

• Các dao động theo chu kỳ, là các dao động tổng hợp của nhiều dao động điều hoà;

• Những quá trình đặc trưng xung động;

• Các dao động có dạng ngẫu nhiên dừng.

Quá trình xử lý số liệu thực nghiệm được thực hiện theo các bước cơ bản sau:

1. Phân tích tổng thể quá trình khảo sát, trong đó trước tiên phải nhận xét và tách quá trình dao động phức tạp thành những quá trình đơn giản quen thuộc; sau đó cần xác định các tỷ lệ tạo độ trên trục thời gian (nằm ngang) và trục tham số khảo sát (thẳng đứng) được sử dụng trên các đồ thị tự ghi.

2. Xác định giá trị các tham số đặc trưng của quá trình khảo sát.

3. Trong những trường hợp cần thiết, tiếp tục xử lý kết quả khảo sát trên cơ sở số liệu của các tham số đặc trưng. Chẳng hạn, từ tham số chuyển vị, bằng các phép tính toán để xác định tốc độ và gia tốc hay ngược lại; hoặc bằng các phép so sánh đồng thời các số liệu đo đạc sẽ có được dạng dao động ...

4. Trên cơ sở các kết quả đã tiến hành xử lý sẽ cho những đánh giá chung của quá trình làm việc động của đối tượng khảo sát.

5.6.2. Phân tích dao động tắt dần

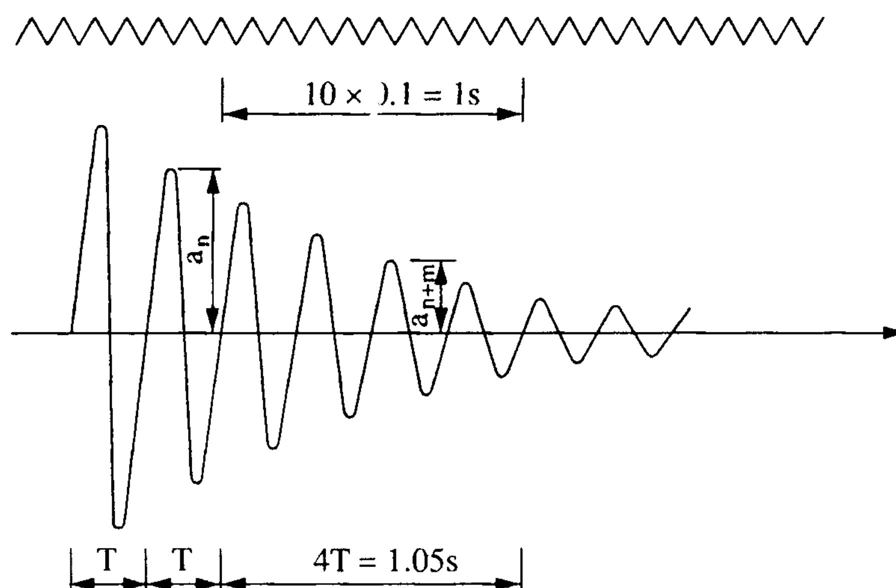
Phân tích dao động tự do của kết cấu công trình được tiến hành nhằm mục đích xác định chu kỳ và độ suy giảm của dao động. Trên hình 5.21 là một biểu đồ dao động tự do, chu kỳ dao động được xác định dễ dàng bằng cách so sánh chiều dài của những đoạn T với khoảng cách giữa các vạch đánh dấu thời gian. Để xác định độ suy giảm lôga δ của dao động (hay hệ số hấp thụ năng lượng $\psi = 2\delta$) bằng cách đo trên biểu đồ các giá trị biên độ a_n và a_{n+1}; tức là n + 1 chu trình dao động và độ suy giảm lôgarit được tính toán theo công thức:

$$\delta = 1b \,.\, a_n / a_{n+1} \qquad (5.20)$$

Nếu độ tắt dần không lớn và giá trị của các biên độ kề nhau không khác nhau nhiều, thì để làm giảm độ sai số do sự đo không chính xác trị số biên độ trên biểu đồ rung; công thức tính toán độ suy giảm lôgarit được thực hiện trên cơ sở số đo của hai biên độ cách nhau m chu trình dao động:

$$\delta = 1/m \,.\, \ln \,.\, 1_n/a_{n+m} \qquad (5.21)$$

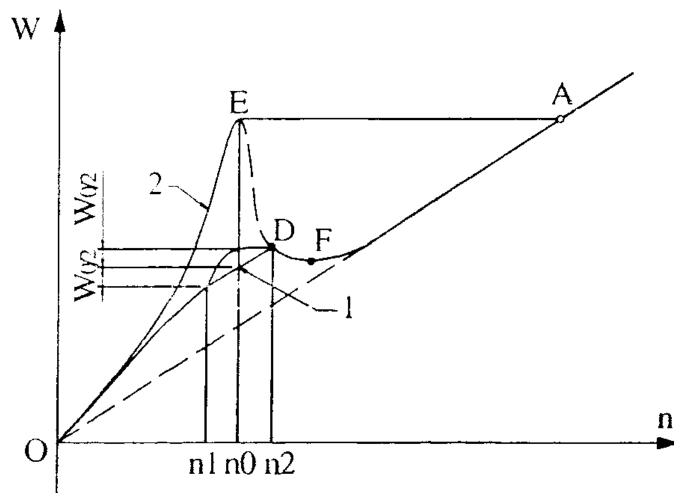
ở đây, công thức (5.21) sẽ cho giá trị trung bình δ của m chu trình dao động tắt dần.



Hình 5.18: Xác định chu kỳ và độ suy giảm lôga của dao động

Để xác định hệ số hấp thụ năng lượng đối với các công trình thực tế, thường dùng 2 phương pháp thí nghiệm sau đây:

1. Xác định hệ số ψ theo đường cong tiêu thụ công suất khi cộng hưởng



Hình 5.19: Xác định hệ số ψ theo đường cong cộng hưởng.
1- Đỉnh cộng hưởng khi hệ số hấp thụ lớn; 2- Đỉnh cộng hưởng khi hệ số hấp thụ bé.

Trên hình 5.19 cho đường cong tiêu thụ năng lượng W khi làm việc của máy rung ly tâm đối với hai giá trị ψ. Nối phần đầu và phần cuối của đường cong bằng đường thẳng OA ta sẽ có dạng của đỉnh cộng hưởng. Khi đó, hệ số hấp thụ năng lượng ψ được xác định bằng công thức:

$$\psi = \pi \,.\, (n_2 - n_1)/\, n_0 \qquad (5.22)$$

trong đó:

n_0 - tần số cộng hưởng;

n_1 và n_2 - tần số của điểm C và D trên đường cong cộng hưởng.

C và D - các điểm giao giữa đường cong cộng hưởng và đường thẳng CD qua điểm giữa của chiều cao đỉnh cộng hưởng và song song với đường thẳng OA (hình 5.19)

2. Xác định hệ số ψ theo bề rộng của đỉnh biên độ cộng hưởng

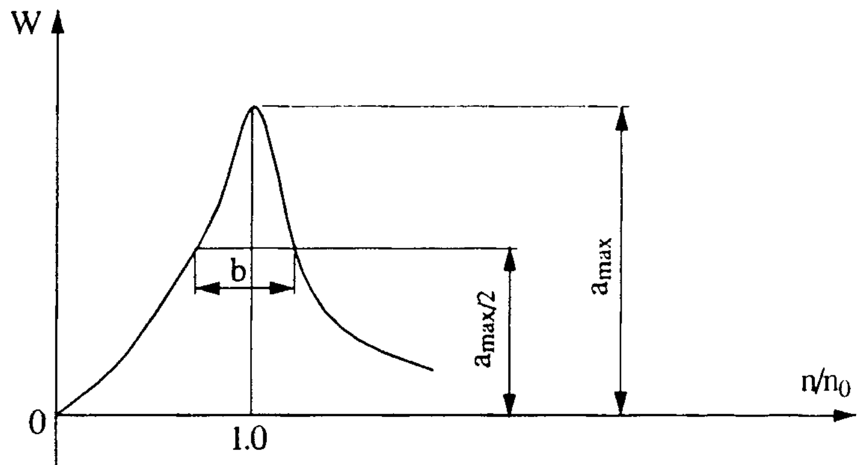
Trên hình 5.20 trình bày một đỉnh cộng hưởng với trục tung biểu diễn tham số chuyển vị hay biến dạng; trên trục hoành biểu diễn đại lượng không thứ nguyên n/n_0 (n- tần số quay của nguồn cưỡng bức; n_0 - tần số cộng hưởng). Trong trường hợp này, hệ số hấp thụ năng lượng có thể xác định theo công thức:

$$\psi = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} b(1 - b^2) \qquad (5.23)$$

trong đó: b- bề rộng của đỉnh cộng hưởng tại điểm giữa của độ cao đỉnh

b^2 nhỏ hơn 1, cho nên trong tính toán thực tế, đại lượng này có thể bỏ qua, khi đó

$$\psi = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} b \qquad (5.24)$$



Hình 5.20: *Xác định hệ số ψ theo bề rộng của đỉnh biên độ cộng hưởng.*

5.6.3. Phân tích các dao động theo chu kỳ

Các dao động theo chu kỳ thường là tổ hợp của một số các dao động điều hoà. Đối với loại dao động này cần xác định các chỉ tiêu sau:

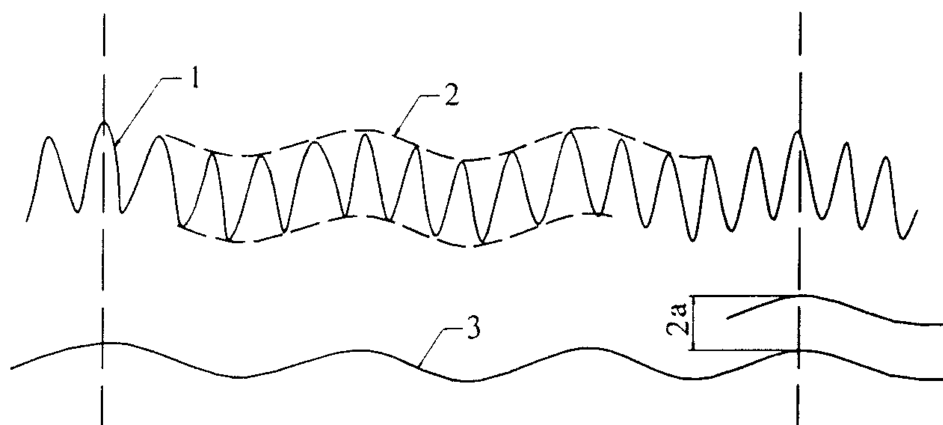
- Giá trị cực đại của biên độ tổng hợp với quá trình nghiên cứu;
- Tần số của thành phần dao động chính;
- Biên độ của mỗi thành phần dao động;

Biết được tần số của các dao động thành phần sẽ xác định được nguồn dao động tổ hợp và theo giá trị biên độ của các dao động này có thể bàn về hiệu ứng mang lại cho công trình của từng nguồn dao động thành phần.

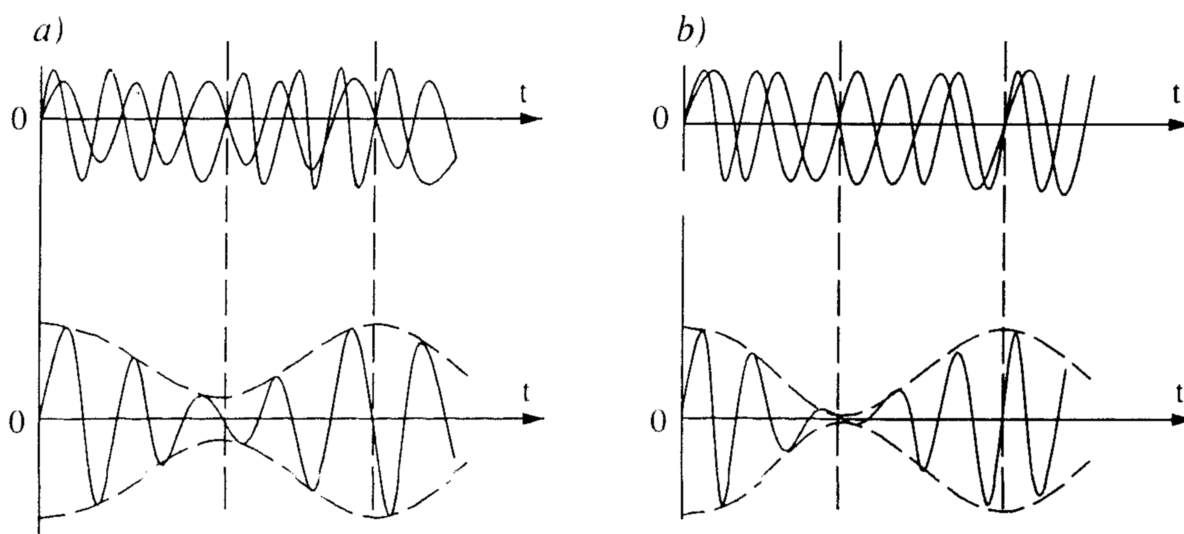
Để xác định được các tham số trên đây, khi xử lý các biểu đồ dao động thường dùng "phương pháp đường bao". Phương pháp này dựa trên tính chất của đường cong tổng hợp nhận được bằng việc cộng tác dụng của các dao động thành phần dạng hình sin.

Trên hình 5.21 là biểu đồ ghi được từ quá trình dao động hình sin có tần số khác nhau. Hai đường bao (2) tạo thành bằng cách nối các đỉnh cùng phía của biểu đồ ghi được sẽ cho dạng dao động của thành phần có tần số thấp (3); bề rộng 2a của dải ở giữa hai đường bao trên dưới bằng hai lần giá trị biên độ của dao động thành phần có tần số cao (1).

Khi khảo sát dao động cần chú ý, trong nhiều trường hợp, chu kỳ dao động của đường bao thể hiện rất rõ ràng. Tuy nhiên, cũng có trường hợp trên các đường bao không thể hiện rõ chu kỳ dao động; lúc này việc xác định chu kỳ trên chính nó có thể bỏ qua; sau khi xây dựng các đường bao, tần số và biên độ của các dao động thành phần có thể xác định như đối với dao động điều hoà giản đơn.



Hình 5.21. *Các đường cong ghi dao động*
1- Dao động hai thành phần; 2- Đường bao; 3- Dao động thành phần tần số thấp



Hình 5.22. *Phân tích dao động "biên"*
a) Khi các biên độ thành phần không bằng nhau; b) Khi các biên độ thành phần bằng nhau.

Biểu đồ dao động "biên" cũng là kết quả của việc tổ hợp dao động thành phần có tần số dao động rất gần nhau (hình 5.22). Áp dụng phương pháp đường bao để phân tích dao động này sẽ xác định các tính chất sau:

- Đường bao trên và dưới gần có dạng hình sin nhưng đổi pha;

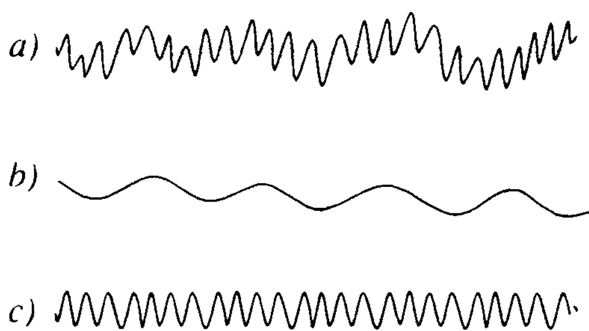
- Tần số thay đổi bề rộng của dải nằm giữa hai đường bao (tần số "biên"), bằng hiệu của tần số các dao động thành phần;

- Chiều rộng cực đại của dải bằng tổng thành phần, còn chiều rộng tối thiểu của dải sẽ bằng hiệu của hai biên độ thành phần;

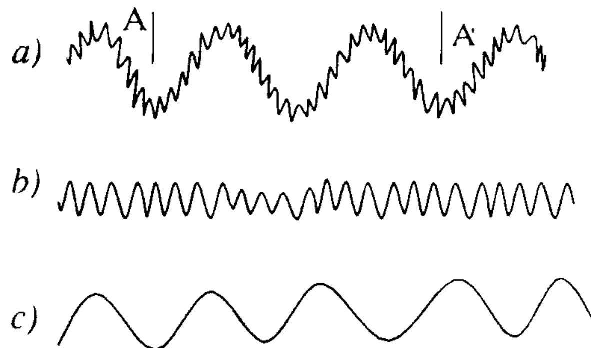
- Tần số xung động bằng tần số dao động thành phần có biên độ lớn.

Việc phân tích biểu đồ dao động gồm ba thành phần sẽ không phức tạp, nếu thành phần có tần số cao được dao động trên nền tổng của hai dao động có tần số thấp.

Khảo sát dao động thành phần (a) trình bày trên hình 5.23 theo phương pháp đường bao, ta thấy: đường bao là tổng của hai dao động thành phần có tần số thấp; biểu đồ (c) thể hiện dao động thành phần có tần số cao với giá trị biên độ (a).



Hình 5.23. *Biểu đồ dao động ba thành phần*
a) Đường cong dao động;
b) Thành phần dao động tần số thấp;
c) Thành phần dao động tần số cao;



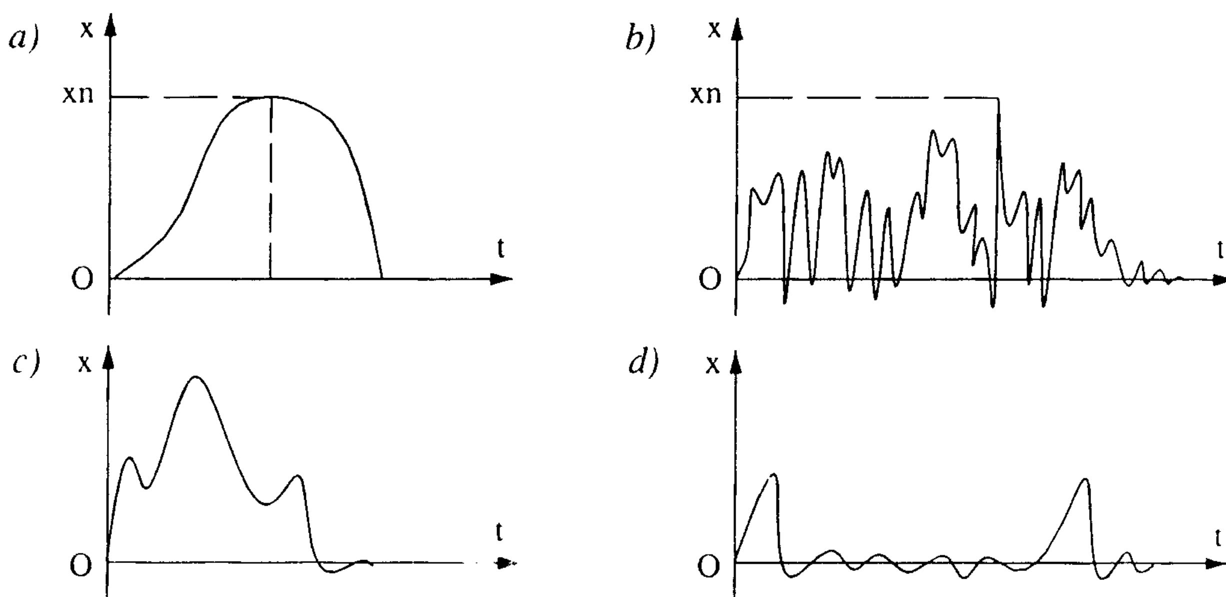
Hình 5.24. *Biểu đồ dao động ba thành phần*
a) Đường cong dao động;
b) Thành phần dao động tần số cao;
c) Thành phần dao động tần số thấp;

Trên hình 5.24 cho biểu đồ của loại dao động 3 thành phần khác, trong đó tần số của một thành phần dao động rất thấp so với hai thành phần kia bằng phương pháp đường bao sẽ xác định được chu kỳ của dao động tổng hợp là AA'; đường (b) là dao động tổng của hai thành phần có tần số cao và đường (c) là dao động của thành phần có tần số thấp.

Khi phân tích các biểu đồ có số dao động thành phần lớn hơn 3, dùng phương pháp đồ thị sẽ không hiệu quả. Khi đó, để xác định các tham số (chu kỳ, tần số, góc pha...) nên dùng biện pháp phân tích điều hoà trên cơ sở sử dụng công cụ phương pháp số hay các máy phân tích chuyên dùng.

5.6.4. Phân tích biểu đồ dao động của quá trình xung

Khi xử lý biểu đồ dao động của quá trình xung thường chỉ hạn chế ở một số tham số cơ bản. Trên hình 5.25 biểu diễn các đường cong đặc trưng cho những quá trình xung động khác nhau. Hình (5.25a) là dạng đơn giản nhất; hình (5.25b,c) là các dạng tổ hợp và cuối cùng là quá trình xung động có chu kỳ thể hiện trên hình (5.25d)



Hình 5.25. *Các biểu đồ dao động của quá trình xung*
a. Dạng đơn giản; b,c) Các dạng dao động tổ hợp; d) Dạng đặc trưng chu kỳ

Tham số quan trọng trong các dao động này là giá trị đỉnh (x_n) của đại lượng khảo sát, được xác định như giá trị lớn nhất của quá trình xung (hình 5.28a)

5.6.5. Phương pháp chuyển đổi từ chuyển vị thành gia tốc và ngược lại

Một bài toán thực tế thường gặp là khi đo dao động của các cầu treo nhịp lớn hàng trăm mét và cao hàng chục mét so với mặt nước như cầu Mỹ Thuận, chúng ta chỉ có thể đo được gia tốc mà không đo được chuyển vị và biên độ dao động. Khi đó phải sử dụng các quan hệ toán học để phân tích suy diễn kết quả đo bởi vì chuyển vị, tốc độ và gia tốc phụ thuộc nhau qua các liên hệ toán học vi phân. Điều khó nhất ở đây là xác định 2 hằng số tích phân khi phải tích phân 2 lần.

Công việc chuyển đổi có thể thực hiện trên các biểu đồ dao động, bằng phương pháp xử lý phân tích hay đo trực tiếp bằng các dụng cụ đo gia tốc.

Trường hợp chuyển đổi đơn giản nhất là các dao động điều hoà có biên độ a và tần số ω, có phương trình:

$$y = a \sin \omega t \qquad (5.25)$$

Chuyển đổi từ biên độ đo đến gia tốc cực đại có thể thực hiện rất đơn giản, phương trình xác định gia tốc có dạng:

$$y = -a\, \omega^2 \sin\omega t \qquad (5.26)$$

Nói chung, gia tốc cũng có thể xác định trên cơ sở các tham số đo được trong biểu đồ ghi rung động của kết cấu công trình

Như đã biết, biểu thức chu kỳ dao động của phần tử kết cấu có dạng:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{A}{y}} \qquad (5.27)$$

trong đó:

T - chu kỳ dao động;

A - biên độ cực đại;

y - gia tốc của kết cấu.

Từ đó, có thể xác định giá trị gia tốc của phần tử kết cấu bằng:

$$y = \frac{4\pi^2 A}{T^2} = 4\pi A f^2 \qquad (5.28)$$

trong đó: f - tần số dao động của kết cấu.

Tất cả những đại lượng trong công thức (5.26) và (5.27) đều phải xác định trên biểu đồ ghi dao động. Do đó, tại mỗi vị trí cần xác định gia tốc, khi thí nghiệm phải bố trí một dụng cụ đo rung động để ghi biểu đồ.

5.7. ĐÁNH GIÁ TRẠNG THÁI CỦA CÔNG TRÌNH TRÊN CƠ SỞ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM TẢI TRỌNG RUNG ĐỘNG

Sự so sánh giữa các giá trị xác định bằng thực nghiệm của tham số động (tần số dao động, giá trị của chuyển vị, độ võng...) với những giá trị tương ứng xác định bằng lý thuyết trong điều kiện tính toán với các chỉ tiêu thực tế của đối tượng khảo sát là sự đánh giá đầy đủ nhất trạng thái và khả năng làm việc của đối tượng đó.

Độ bền của đối tượng khảo sát chỉ có thể đảm bảo với điều kiện: kết quả xác định bằng thực nghiệm các giá trị ứng suất - biến dạng của đối tượng được tiến hành trên cơ sở trạng thái bất lợi nhất cho đối tượng, sẽ không vượt quá các giá trị cho phép của cường độ và chuyển vị. Tần số dao động tự do được xác định bằng thực nghiệm của các phần tử kết cấu hay công trình là yếu tố quan trọng để làm chính xác các yêu cầu của chế độ khai thác công trình (như việc chọn máy móc, quy định tốc độ chuyển động của tải trọng trên công trình ...), để ngăn ngừa khả năng cộng hưởng. Trường hợp đặc biệt, nếu không tránh được sự xuất hiện của cộng hưởng thì trên cơ sở những số liệu có được về tần số dao động riêng của công trình, tiến hành thiết kế và xây dựng những biện pháp ngăn ngừa cần thiết.

Cuối cùng, đối với những công trình làm việc dưới tác dụng của nguyên nhân gây rung động, sau những khoảng thời gian xác định nên tiến hành kiểm tra thử rung động. So sánh các đặc trưng động nhận được qua những lần kiểm tra (như sự giảm tần số dao động riêng của phần tử kết cấu hay trên tổng thể công trình, sự tăng nhanh độ tắt dần của dao động hoặc sự thay đổi hình dạng của đỉnh cộng hưởng...), sẽ cho phép đánh giá tổng thể sự thay đổi trạng thái của công trình. Những kiểm tra thử rung đó là cần thiết đối với các công trình chịu tác dụng rung động và hoàn toàn không ảnh hưởng đến điều kiện và trạng thái làm việc của công trình, đồng thời cũng không tốn nhiều công sức và thời gian thí nghiệm.

Chương 6

PHƯƠNG PHÁP SIÊU ÂM PHỤC VỤ CHẨN ĐOÁN

6.1. GIỚI THIỆU VỀ SIÊU ÂM BÊTÔNG

Thử nghiệm bêtông bằng siêu âm đã được áp dụng tại nhiều nước qua nhiều năm, trong các phòng thí nghiệm, các xưởng đúc các cấu kiện cũng như hiện trường.

Nguyên lý chung là đo vận tốc của sóng siêu âm bằng cách xác định thời gian truyền sóng từ đầu phát (chuyển đổi từ xung điện kích thích sang dao động cơ có tần số cao hơn tần số âm) đến đầu thu (chuyển đổi từ dao động cơ sang xung điện) trong bêtông. Vận tốc truyền này là hàm của thành phần cấp phối độ chặt, hàm lượng mốc, tuổi... của bêtông. Từ đó có thể tạo ra phép đo về độ cứng đàn hồi, độ chặt, các chỉ số về chất lượng của bêtông.

Kỹ thuật siêu âm bêtông hoàn toàn khác với siêu âm kim loại. Xong tần số cao dùng trong kim loại suy giảm nhanh trong bêtông do sự tán xạ ở vùng biên giữa các pha cốt liệu và lỗ rỗng. Mặt khác, nếu trong bêtông có khuyết tật lớn (lỗ rỗng hay hang hốc) sẽ làm thay đổi đường truyền sóng từ đầu phát đến đầu thu hoặc làm mất hoàn toàn tín hiệu nhận. Sự thay đổi này trong một số trường hợp lại cho những thông tin sai về chất lượng của bêtông.

6.2. PHẠM VI ÁP DỤNG

Phép đo vận tốc truyền xung của siêu âm trong bêtông (đo khoảng thời gian truyền giữa đầu phát và đầu thu) có thể được áp dụng:

a) Xác định độ đồng nhất bêtông trong hoặc giữa các cấu kiện.

b) Xác định sự hiện có hoặc độ mở rộng của vết nứt, độ rỗng và khuyết tật.

c) Xác định sự biến đổi các tính chất (cường độ...) theo thời gian.

d) Xác định mối tương quan giữa tốc độ truyền xung siêu âm và cường độ của bêtông.

e) Xác định môđun đàn hồi và hệ số biến dạng ngang động của bêtông.

Tốc độ lan truyền của xung siêu âm phụ thuộc vào các đặc tính của bêtông (độ cứng đàn hồi, cường độ cơ học, độ chặt...). Tốc độ này thay đổi theo các phương khác nhau trong bêtông sẽ phản ánh sự khác nhau về trạng thái của bêtông. Khi vùng có lỗ rỗng, xốp hoặc cường độ yếu thì vận tốc truyền bị suy giảm (do đường truyền thay đổi giữa

đầu phát và đầu thu). Nếu tiến hành các phép đo trong các khoảng thời gian khác nhau có thể thấy sự biến đổi chất lượng của bêtông theo thời gian.

Một ưu điểm của phép thử bêtông bằng siêu âm so với phương pháp đúc mẫu lập phương hoặc trụ để thử nén hoặc dầm chịu uốn là trực tiếp tiến hành trên kết cấu thật. Qua các công thức kinh nghiệm có thể thiết lập được mối quan hệ giữa vận tốc truyền xung với môđun đàn hồi tĩnh hoặc động và cường độ bêtông còn phụ thuộc vào một số nhân tố sau: loại ximăng, hàm lượng ximăng, chất phụ gia, loại và kích cỡ các thành phần cốt liệu, điều kiện bảo dưỡng và tuổi của bêtông.

Đối với bêtông có cường độ lớn hơn 60 MPa cần phải lưu ý khi tính toán mối quan hệ giữa vận tốc truyền xung với giá trị cường độ hoặc các thuộc tính đàn hồi.

6.3. NGUYÊN LÝ

Một xung điện chuyển thành dao động từ đầu phát tiếp xúc với bề mặt bêtông của mẫu thử, truyền qua đoạn đường từ đầu phát đến đầu thu đã biết trong bêtông được nghịch đảo thành tín hiệu điện ở đầu thu. Chuyển mạch điện trở và bộ đếm thời gian xác định thời gian truyền T của dao động từ đầu phát đến đầu thu.

Tốc độ truyền xung V (km/s hoặc m/s) được tính bằng:

$$V = \frac{L}{T}$$

trong đó:

L - chiều dài đường truyền.

T - thời gian đo được khi xung truyền qua chiều dài L.

Xung siêu âm sử dụng khác với xung tần số âm bởi 2 lý do:

+ Xung có sườn dốc.

+ Năng lượng lớn nhất theo phương truyền xung.

Khi xung truyền từ đầu phát vào bêtông một phần bị phản xạ (dội lại) từ biên của các loại vật liệu khác nhau trong bêtông, phần khác nhiễm xạ thành các sóng ứng suất dọc (nén) và ngang (cắt) truyền trong bêtông.

Để xác định cường độ bêtông trong kết cấu có thể dùng máy siêu âm tạo ra sóng siêu âm và đo tốc độ truyền sóng. Từ tốc độ này ra cường độ bêtông R. Sóng siêu âm được lan truyền theo hướng dọc và theo hướng ngang. Tốc độ truyền sóng là hàm số phụ thuộc vào độ đàn hồi, mật độ và dạng hình học theo hướng dọc và theo hướng ngang của kết cấu.

Lúc thí nghiệm bêtông bằng siêu âm phải xét được mọi yếu tố ảnh hưởng đến độ truyền sóng và quan hệ giữa nó với cường độ bêtông R (đặc tính của cốt liệu, hàm lượng cốt liệu trong bêtông, công nghệ chế tạo bêtông,nhiệt độ, sự bố trí cốt thép v.v...). Muốn vậy phải lập ra các đồ thị chuẩn thể hiện quan hệ giữa tốc độ truyền sóng siêu âm và

cường độ phá huỷ nén mẫu thử bêtông trong phòng thí nghiệm. Sau đó sử dụng đồ thị này để suy diễn các kết quả đo ở ngoài hiện trường. Như vậy độ chính xác đo đạc phụ thuộc độ chính xác của việc lập đồ thị chuẩn, mẫu thử bêtông của cầu sẽ tính theo công thức:

$$R_c = R_{cl}\left(\frac{v_c}{v_{cl}}\right)^4$$

trong đó:

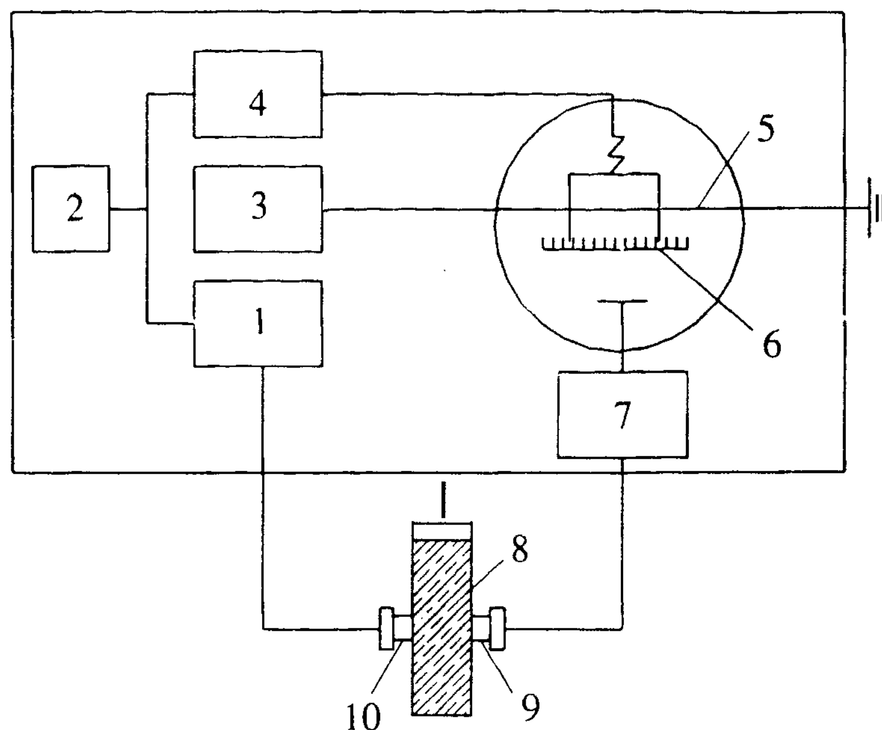
R_{cl} - cường độ bêtông của mẫu thử nén vỡ, mẫu này được lấy ra từ kết cấu thực.

v_c và v_{cl} - tốc độ truyền sóng siêu âm trong bêtông của kết cấu thực và trong mẫu bêtông thử siêu âm rồi thử cho đến nén vỡ.

Người ta còn đưa ra thêm các hệ số hiệu chỉnh thực nghiệm để xét đến các ảnh hưởng khác. Nói chung sai số của phương pháp siêu âm đo cường độ bêtông vào cỡ 10%.

6.4. THIẾT BỊ ĐO

Thiết bị đo gồm: Bộ phát xung, cặp chuyển đổi (đầu phát và đầu thu), bộ khuếch đại, bộ chuyển mạch điện tử và đo (đếm) thời gian truyền, bộ nguồn, hiển thị được diễn tả theo sơ đồ hình 6.1.



Hình 6.1. *Sơ đồ khối của máy siêu âm đo cường độ bêtông*
1-Bộ phát xung tần số cao; 2- Bộ phát chính ; 3- Khối quét chờ; 4- Khối đo thời gian; 5- Bộ hiện sóng; 6- Thang chia; 7- Bộ khuếch đại; 8- Cấu kiện BTCT cần đo cường độ; 9- Đầu dò thu; 10- Đầu dò phát.

Thiết bị đo phải đảm bảo một số yêu cầu sau:

a) Đọc được thời gian truyền T theo chiều dài L từ 100mm đến 3 m với độ chính xác là 1%.

b) Bộ phát xung tạo các xung có sườn không lớn hơn 1/4 chu kỳ riêng của xung siêu âm phát ra từ đầu phát.

c) Khoảng thời gian giữa các xung kích thích từ bộ phát xung lớn hơn thời gian truyền T.

d) Ổn định với các dao động nhiệt, nguồn cung cấp và các yếu tố biến đổi của môi trường.

Có rất nhiều loại máy siêu âm khác nhau do các hãng nước ngoài sản xuất đang được dùng ở Việt Nam. Nguyên lý chung của chúng được vẽ trên hình 6.1.

Các xung điện được phát ra từ máy phát cao tần kích động 1, truyền định kỳ lên đầu dò phát 10 để truyền vào bề mặt kết cấu bêtông hay BTCT. Đồng thời một tín hiệu điện tử được đưa vào khối quét chờ 3 rồi gửi đến ống tia điện tử. Khi sóng siêu âm từ đầu dò phát 10 đi qua bêtông đến đầu dò thu 9, nó tạo ra tín hiệu điện biến đổi để gửi đến bộ khuếch đại 7, sau đó tín hiệu đi đến ống tia điện tử làm lệch tia điện tử theo hướng thẳng đứng. Thời điểm phát sóng siêu âm ở đầu phát 10 và thời điểm nhận đỉnh nhọn trên đường biểu diễn trên màn ảnh của ống tia điện tử 5.

Khoảng cách giữa các đỉnh nhọn theo một tỷ lệ xích đã quy định sẵn sẽ tương ứng với khoảng thời gian t mà xung đi qua vật thể bêtông. Nhờ khối 4 mà trên màn ảnh có thấy thang chia khoảng thời gian 6, theo đó ta biết được thời gian t. Căn cứ trị số t và độ dầy vật thể bêtông chúng ta xác định được tốc độ truyền sóng siêu âm v = l/t. Từ đó suy ra cường độ bêtông dựa vào đồ thị chuẩn của máy. Nói chung các máy siêu âm hiện đại còn có nhiều bộ phận khác để dễ đo, dễ mang đi công trường và tăng độ chính xác. Có thể đo các kết cấu dầy từ 0,1m đến 12m.

6.5. CÁC PHƯƠNG PHÁP TRUYỀN VÀ NHẬN XUNG SIÊU ÂM

6.5.1. Cách bố trí đầu phát thu (nhận) xung siêu âm

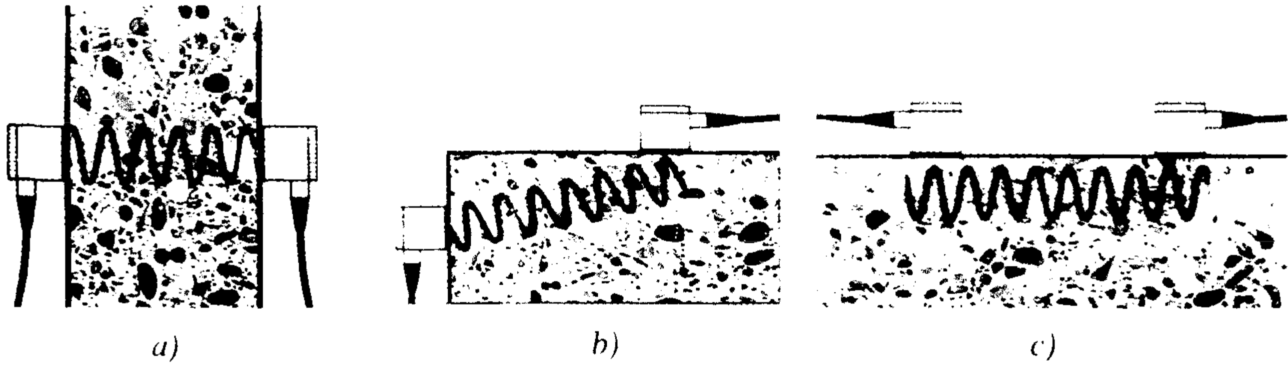
Đầu thu phát hiện tín hiệu xung siêu âm đến sớm nhất, thông thường là biên trước của dao động dọc. Tuy việc thu năng lượng, truyền lớn nhất theo phương vuông góc với bề mặt của đầu phát, nó vẫn có thể nhận ra những xung khác theo các phương. Vì vậy, việc đo vận tốc xung có thể đặt đầu thu, phát theo các cách sau:

a) Hai mặt đối diện (truyền trực tiếp) (hình 6.2a)

b) Hai mặt liền kề (truyền bán trực tiếp) (hình 6.2b)

c) Trên cùng một mặt (truyền bề mặt hay gián tiếp) (hình 6.2c)

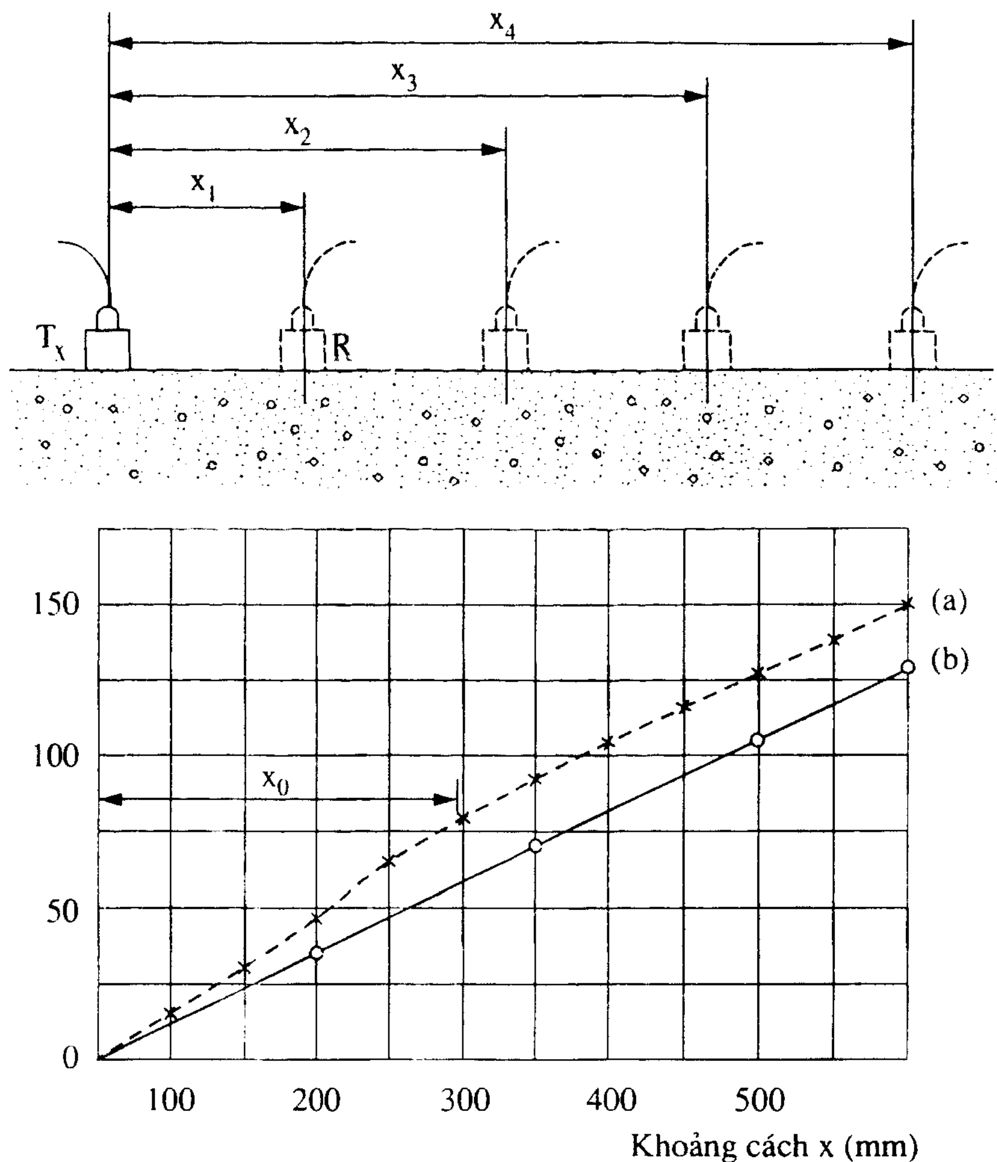
Đôi khi cần thiết đặt đầu phát và đầu thu trên các mặt đối diện nhưng không trực tiếp đối diện giữa đầu phát và thu, cách bố trí như vậy được xem như truyền bán trực tiếp.



Hình 6.2

6.5.2. Đặc điểm của các cách bố trí đầu phát thu

a) Truyền trực tiếp: Bất kỳ trường hợp nào nên bố trí truyền trực tiếp vì việc truyền năng lượng đạt hiệu quả tối đa và độ chính xác của vận tốc đo được đảm bảo trên cơ sở đo chính xác chiều dài đường truyền (từ bề mặt đầu phát đến bề mặt của đầu thu).



Hình 6.3

b) Truyền bán trực tiếp: có độ nhạy trung gian giữa 2 cách bố trí, trong việc xác định chính xác chiều dài đường truyền có thể giảm song vẫn đủ độ chính xác cần thiết.

c) Truyền gián tiếp: việc truyền gián tiếp sử dụng khi chỉ có một mặt bêtông tiếp cận được. Cách truyền này sử dụng khi cần xác định chiều sâu vết nứt mặt hoặc khi xác định chất lượng bề mặt bêtông liên quan tới chất lượng chung của cấu kiện. Cách bố trí này có độ nhạy kém nhất 2% đến 3% biên độ và độ ổn định thấp hơn so với truyền trực tiếp. Để khắc phục sự không chính xác của chiều dài đường truyền người ta thường cố định đầu phát và di chuyển đầu thu ở các khoảng cách bằng nhau theo một phương.

6.5.3. Tiếp xúc giữa đầu phát, thu với bề mặt bêtông

Trước hết phải gia công thật nhẵn bề mặt bêtông một số trường hợp phải trát thêm lớp keo êpôxy cứng hoặc vữa để làm phẳng. Khi áp các đầu thu, đầu phát cần bôi thêm một lớp mỡ mỏng để giảm trở âm. Cần tiến hành đọc lặp lại số đo thời gian truyền cho tới khi xác định được giá trị nhỏ nhất.

6.6. CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG TỚI PHÉP ĐO VẬN TỐC XUNG SIÊU ÂM

6.6.1. Độ ẩm và nhiệt độ của bêtông

Độ ẩm của bêtông ảnh hưởng tới vận tốc bao gồm 2 loại: hoá học và vật lý. Vận tốc truyền giữa mẫu và cấu kiện cùng đúc theo một loại bêtông có thể khác nhau đáng kể. Đa phần những trường hợp khác nhau là do điều kiện bảo dưỡng và quá trình hydrat hoá của xi măng.

Một số trường hợp khác do tồn đọng nước trong các lỗ rỗng. Sự biến đổi nhiệt độ của bêtông giữa 100°C và 300°C đã được xác nhận là ảnh hưởng không đáng kể đến cường độ và các đặc tính đàn hồi của bêtông. Việc hiệu chỉnh các phép đo vận tốc xung chỉ thực hiện đối với nhiệt độ nằm ngoài phạm vi này như cho trong bảng sau:

Nhiệt độ	Hiệu chỉnh vận tốc xung đo (%)	
(°C)	Bê tông khô	Bê tông bão hoà nước
60	+5	+4
40	+2	+1,7
20	0	0
0	- 0,5	1
- 4	- 1,5	-7,5

6.6.2. Chiều dài đường truyền

Chiều dài đường truyền của vận tốc xung phải đủ lớn để không bị ảnh hưởng do bản chất hỗn tạp của bêtông. Chiều dài tối thiểu phải là 100mm đối với bêtông có kích thước

tối đa là 20mm và 150mm đối với từ 20mm - 40mm. Vận tốc xung nói chung không bị ảnh hưởng do thay đổi chiều dài đường truyền, tuy thực tế xung có tần số cao bị giảm nhiều hơn tần số thấp. Sự thay đổi này thường nhỏ và nằm trong phạm vi cho phép.

6.6.3. Hình dạng và kích thước của mẫu

Vận tốc truyền của các xung dao động ngắn thì không phụ thuộc vào kích thước và hình dáng của mẫu. Nếu một mặt bên nhỏ hơn giá trị tối thiểu, vận tốc truyền của xung giảm đáng kể, mức độ giảm phụ thuộc vào tỉ lệ độ dài của xung dao động và kích thước mặt bên nhỏ nhất của mẫu, sự thay đổi không lớn khi tỉ lệ này nhỏ hơn đơn vị. Ảnh hưởng của kích thước đến vận tốc truyền xung dao động được cho trong bảng:

Tần số đầu phát, đầu thu (kHz)	Vận tốc xung truyền trong bêtông (km/s)		
	VC = 3,5	VC = 4,0	VC = 4,5
	Kích thước mặt bên của mẫu cho phép nhỏ nhất (mm)		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

6.6.4. Ảnh hưởng của cốt thép

Vận tốc xung truyền trong BTCT tại các vùng lân cận của thép thường cao hơn trong bêtông không có cốt thép. Vận tốc truyền xung trong thép lớn khoảng gấp 2 lần trong bêtông và dẫn đến xung nhận ở đầu thu có thể một phần truyền trong bêtông và một phần truyền trong thép; sự tăng lên của vận tốc truyền xung phụ thuộc vào vị trí, số lượng, đường kính của các cốt thép trong khu vực truyền xung siêu âm. Vì vậy, để có các kết quả đo chính xác, trước hết phải xác định vị trí, số lượng và đường kính của cốt thép trong bêtông. Từ đó có thể tránh các vị trí cốt thép để đảm bảo phép đo là chính xác, nếu không tránh được cần phải đưa vào hệ số điều chỉnh.

6.6.4.1. Trục của cốt thép song song với phương truyền

Nếu có thể tránh được thì nên tránh thực hiện các giá trị đo vận tốc truyền xung được hiệu chỉnh, phép hiệu chỉnh phụ thuộc vào khoảng cách giữa đường truyền và cạnh của cốt thép gần nhất, đường kính thanh thép và vận tốc của xung truyền trong bêtông bao quanh.

$$VC = \frac{2aV_S}{\sqrt{4a^2 + (TV_S - L)^2}}$$

trong đó:

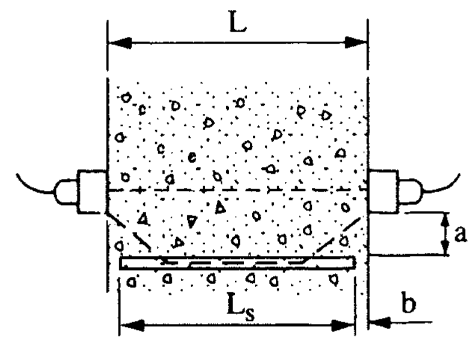
VC - vận tốc truyền xung trong bêtông (km/s)

VS - vận tốc truyền xung trong thép (km/s)

A - khoảng cách từ bề mặt cốt thép tới đường nối ngắn nhất giữa đầu phát và đầu thu.

T - là thời gian truyền xung (μs)

L - là chiều dài của đường truyền từ đầu phát đến đầu thu.



Hình 6.4

Nếu tỉ số:

$$\frac{a}{L} > \frac{1}{2}\sqrt{\frac{(V_S - V_C)}{(V_S + V_C)}} \quad V_s > V_C$$

thì công thức trên không cần sử dụng.

Khó khăn trong việc áp dụng là xác định giá trị V_S vì nó phụ thuộc vào đường kính thanh và vận tốc truyền xung trong phần bêtông bao bọc xung quanh cốt thép. Có một cách xác định giá trị này bằng cách truyền xung dọc theo trục của thanh thép gắn vào và giảm bớt lớp bêtông bọc ở một đầu thanh, công thức trên có thể được thay:

$$V_C = k.V_m$$

trong đó:

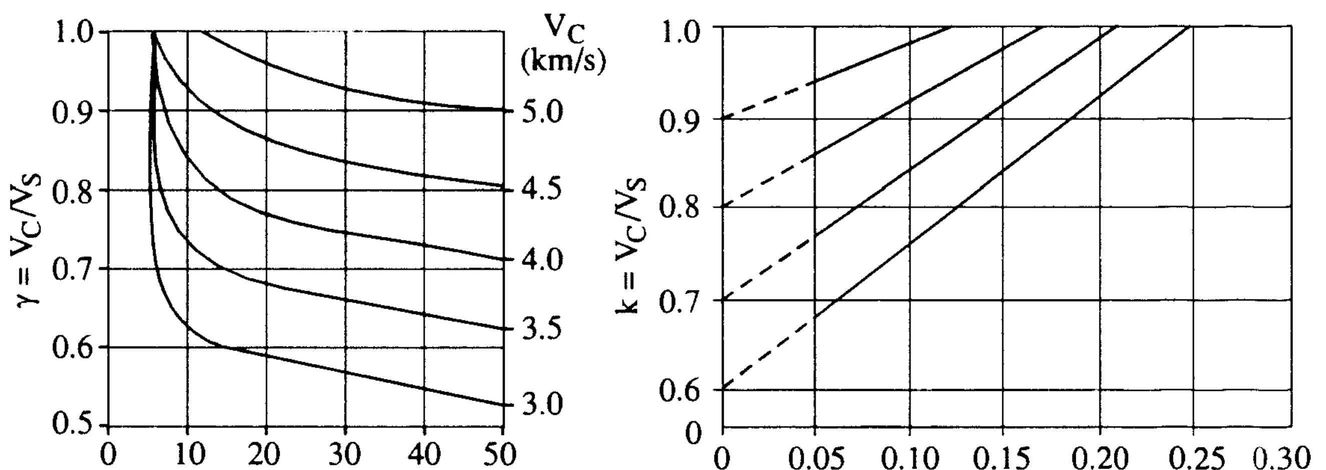
V_m - vận tốc truyền xung đã đo (km/s)

k - hệ số điều chỉnh được tính $k = \delta + 2\frac{a}{L}\sqrt{1-\delta^2}$

$$\delta = \frac{V_C}{V_S}$$

Các giá trị δ được cho theo biểu đồ ở hình trên gồm những giá trị của V_C và đường kính thép tương ứng với đầu phát có tần số 54 kHz. Các giá trị δ thu được theo V_C giả định dùng để xác định hệ số k cho trên hình và sử dụng:

$V_C = k.V_m$. Để có giá trị chính xác của V_C cần phải lặp lại cách tính nhiều lần.



Hình 6.5

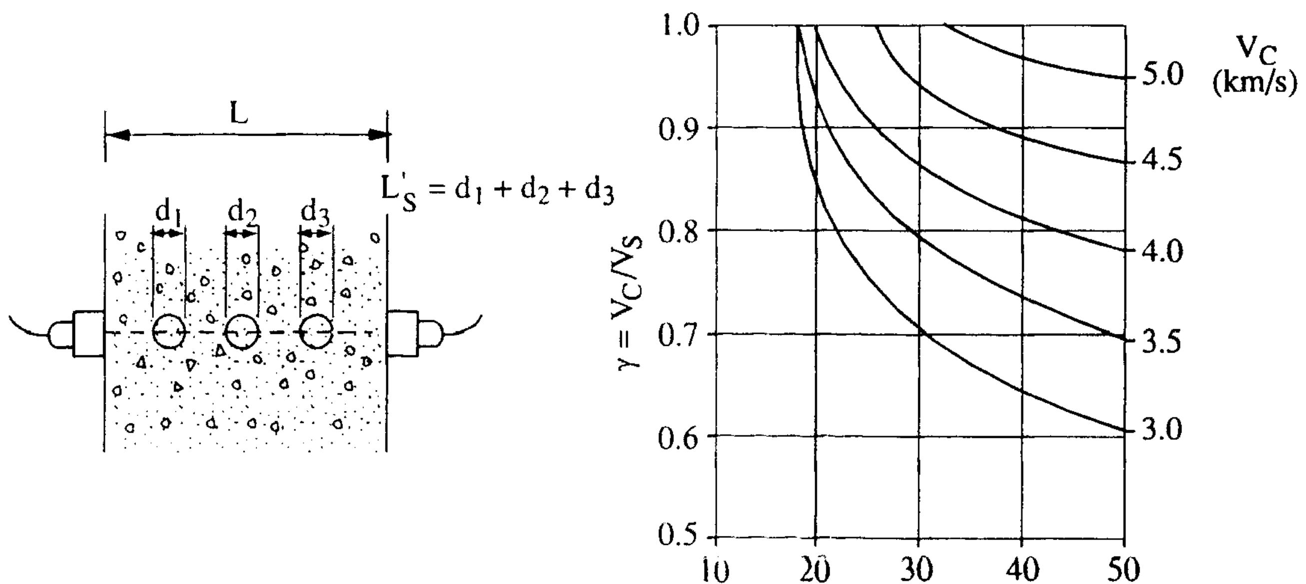
Các phương trình trên chỉ đúng khi a lớn hơn 2 lần chiều dày lớp phủ bêtông đầu cốt thép. Đối với các cốt thép nằm ngang trên đường truyền hệ số **k** được lấy như sau:

$$k = 1 - \frac{L_S}{L}(1 - \delta)$$

trong đó: L_S - chiều dài của cốt thép.

Giá trị tính toán V_C có thể đạt độ chính xác trong khoảng ±3% với điều kiện giữa thép và bêtông có liên kết tốt và không có vết nứt nằm trong vùng bêtông đang thử.

6.6.4.2. Trục của các cốt thép vuông góc với phương truyền xung



Hình 6.6

Thực tế khi các đầu phát, thu có tần số 54 kHz, đường kính cốt thép nhỏ hơn 20mm có thể không cần xem xét vì ảnh hưởng không đáng kể. Đối với đường kính từ 20mm đến 50mm có thể xem chiều dài đường truyền trong thép (L_S) bằng tổng đường kính các cốt thép, trong trường hợp này sẽ giảm hơn so với đường truyền song song với các trục, các cốt thép nhưng rất khó khăn để đánh giá mức độ chính xác của phép đo.

6.7. GIỚI THIỆU QUY ĐỊNH CỦA TIÊU CHUẨN TCXD 225 : 1998

Trong tiêu chuẩn TCXD 225 : 1998 hướng dẫn tiến hành thí nghiệm vận tốc xung siêu âm, các ứng dụng của phép đo vận tốc xung siêu âm, cách lựa chọn vị trí thí nghiệm, cách chuẩn bị và tiến hành đo vận tốc xung cũng như cách xử lý kết quả đo có kể đến các yếu tố ảnh hưởng và cách xác định cường độ cũng như các đặc trưng khác của bêtông ở hiện trường

Trên mỗi vùng kiểm tra ($300cm^2$ đến $400cm^2$) cần tiến hành ít nhất một phép đo vận tốc xung siêu âm.

Để có được cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương trên cơ sở vận tốc xung siêu âm đã đo được cần xây dựng mối quan hệ giữa V và R gọi là đường chuẩn V-R.

trong đó:

R - cường độ mẫu lập phương tiêu chuẩn của cấp phối bêtông cụ thể đã dùng để xây dựng công trình.

V - vận tốc xung siêu âm đo được trên mẫu.

Cách xây dựng đường chuẩn V-R được cho trong phụ lục B tiêu chuẩn TCXD 225 : 1998.

Độ chính xác của cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương phụ thuộc chủ yếu vào độ chuẩn xác của quan hệ V-R mà không phụ thuộc nhiều vào số lượng kết quả thí nghiệm. Nếu độ ẩm của bêtông hiện trường khác với độ ẩm của mẫu khi xây dựng đường chuẩn V-R thì cường độ lập phương hiện trường phải được điều chỉnh cho phù hợp (xem TCXD 225:1998).

Cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương được xác định bằng phương pháp đo vận tốc xung siêu âm có sai số nằm trong phạm vi ± 20% với điều kiện có đường chuẩn cho loại bêtông đang được kiểm tra.

Nếu không có được đường chuẩn V-R có thể kết hợp thí nghiệm vận tốc xung siêu âm và mẫu khoan của công trình để xây dựng đường chuẩn $V_k - R_k$ (R_k - cường độ mẫu khoan; V_k - vận tốc xung siêu âm đo ở mẫu khoan). Vì mỗi đường chuẩn $V_k - R_k$ này chỉ dựa trên một vài kết quả mẫu khoan ở một dải cường độ hẹp nên độ chính xác của cường độ bêtông hiện trường lúc này cũng bị giảm đi.

Chương 7

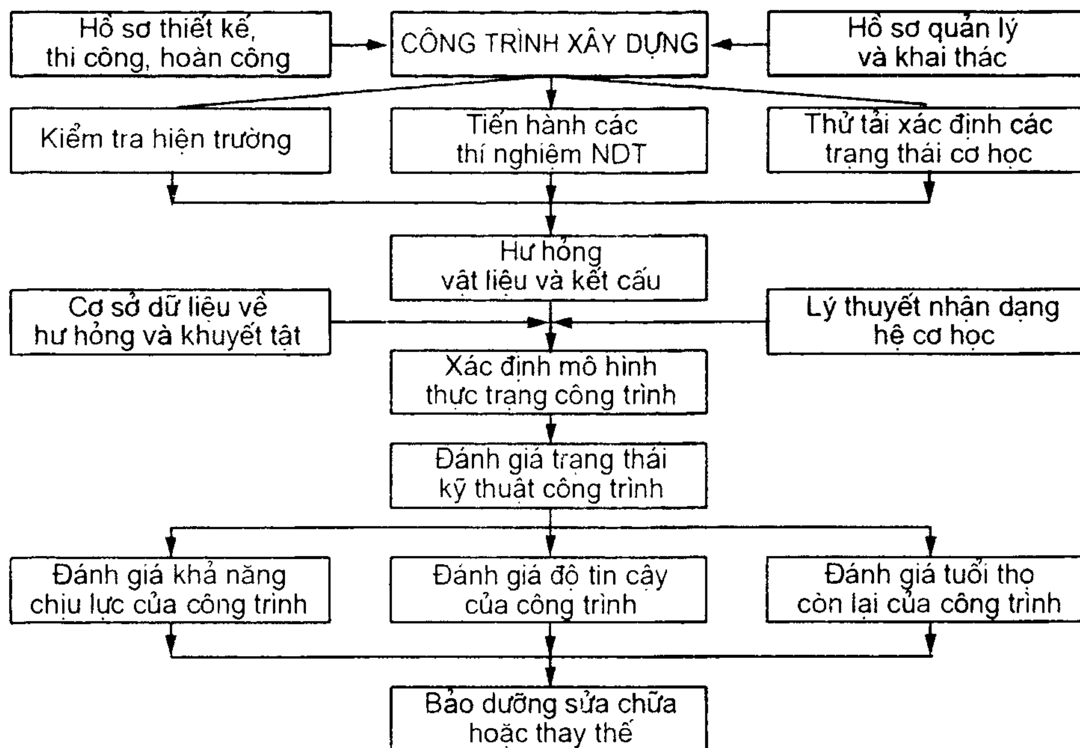
MỘT SỐ VẤN ĐỀ LÝ THUYẾT CHẨN ĐOÁN CẦU

7.1. CƠ SỞ CHẨN ĐOÁN XÁC ĐỊNH MÔ HÌNH THỰC TRẠNG CẦU

7.1.1. Giới thiệu chung

Trước khi tiến hành đánh giá cầu, cần phải biết mô hình thực trạng của nó. Mô hình thực trạng của cầu là sơ đồ kết cấu và tiết diện có tính đến những hư hỏng suy thoái của vật liệu và các suy giảm kết cấu của chúng. Các hư hỏng suy thoái của vật liệu bao gồm các hư hỏng khuyết tật bề mặt có thể phát hiện khi kiểm tra trực tiếp tại hiện trường. Các hư hỏng bên trong kết cấu hoặc suy thoái các đặc trưng vật liệu có thể phát hiện bằng các phương pháp NDT. Các suy thoái kết cấu có thể được nhận biết qua đánh giá các trạng thái cơ học nhận được khi thử tải ở hiện trường.

Nhiệm vụ của chẩn đoán công trình cầu là căn cứ từ các số liệu trong hồ sơ công trình (nếu có), các số liệu kiểm tra, thử tải ở hiện trường để xác định mô hình thực trạng của cầu và từ mô hình thực trạng đó tiến hành các đánh giá ở mức độ cao hơn như xác định khả năng chịu lực, độ tin cậy, tuổi thọ... Việc xử lý kết quả kiểm tra để xây dựng mô hình thực trạng của cầu sẽ được dựa trên hai công cụ chính như miêu tả trên hình sau:



Hình 7.1. Mô hình chẩn đoán và đánh giá công trình

7.1.2. Xác định mô hình thực trạng vật liệu dựa trên cơ sở dữ liệu (CSDL) của cầu

CSDL của một công trình cụ thể thường gồm hai phần :

Phần thứ nhất: Gồm tập hợp các hồ so thiết kế, thi công, hoàn công của công trình, hồ sơ trạng thái của công trình trước khi đưa vào khai thác sử dụng (trạng thái 0), hồ sơ các đợt kiểm tra hàng năm, kiểm tra chi tiết, kiểm tra đặc biệt...dựa vào đó có thể biết được những thông tin cơ bản của cầu về quá trình thiết kế. thi công và khai thác.

Phần thứ hai: Gồm tập hợp tri thức nhân loại trong lĩnh vực chẩn đoán công trình. Đó là các tri thức về hư hỏng vật liệu, về hư hỏng kết cấu, về tác động môi trường, về ảnh hưởng của các hư hỏng khuyết tật đến sự làm việc của công trình mà con người đã biết chính xác hoặc chưa chính xác...Có những tri thức đã được đưa vào các tiêu chuẩn, quy trình đánh giá công trình, nhưng cũng có các tri thức chỉ là các kinh nghiệm của các chuyên gia...Tùy theo từng loại công trình (loại vật liệu, loại kết cấu...) mà vận dụng cho phù hợp. Thông thường các tri thức này thường có cấu trúc mệnh đề IF.....THEN (Nếu.....thì) biểu diễn các nguyên nhân và hậu quả của các hư hỏng suy thoái. Ví dụ : "Nếu hàm lượng clo tính theo trọng lượng bêtông tại bề mặt cốt thép vượt quá 0,06% thì cốt thép có thể bị gỉ".

Một hư hỏng có thể do nhiều nguyên nhân khác nhau gây ra và nó cũng có thể gây ra nhiều hậu quả khác nhau đối với cầu. Việc xây dựng mô hình thực trạng của cầu BTCT dựa trên CSDL mang tính bất định rất lớn. Ngay đối với một hư hỏng, hậu quả và ảnh hưởng của nó đến công trình cầu như thế nào còn phụ thuộc vào các chuyên gia đánh giá. Thực ra việc tập hợp xây dựng và cập nhật được một CSDL để đánh giá một loại công trình nào đó cần rất nhiều công sức của các chuyên gia trong lĩnh vực chẩn đoán. Một trong những hướng phát triển hiện nay áp dụng lý thuyết tập mờ (fuzzy set theory) và xây dựng các hệ chuyên gia chẩn đoán dựa trên các suy luận logic mờ.

7.1.3. Xác định mô hình thực trạng kết cấu của cầu nhờ lý thuyết nhận dạng hệ cơ học

Có thể xác định mô hình thực trạng kêt cấu nhờ lý thuyết nhận dạng hệ cơ học. Ban đầu lý thuyết nhận dạng hệ thống được sử dụng để giải các bài toán nhận dạng của lý thuyết điều khiển, mô phỏng. Hiện nay lý thuyết này được áp dụng trong chẩn đoán công trình. Xét một cách tổng quát, lý thuyết nhận dạng hệ thống nhằm xây dựng lại mô hình thực của một hệ thống dựa vào phản ứng của hệ dưới một nhóm các tác động nào đó.

Đối với các hệ cơ học, khi cho mô hình của hệ (đặc trưng hình học, vật liệu...) và tải trọng tác động cần đi tìm các biến trạng thái (chuyển vị, biến dạng, ứng suất, các đặc trưng dao động...) đó là bài toán thuận hay bài toán thiết kế. Ngược lại khi biết các biến trạng thái và tải trọng tác động cần phải tìm mô hình của hệ, đó là bài toán ngược hay bài toán chẩn đoán. Trong thực tế cũng hay gặp bài toán ngược một phần, có nghĩa là có

thể biết trước được một số các biến trạng thái và cần xác định một phần mô hình của hệ (còn các phần kia đã biết).

Lý thuyết nhận dạng hệ cơ học thực chất là các phương pháp giải các bài toán ngược trong cơ học. Lý thuyết này đã được ứng dụng trong bài toán đánh giá độ an toàn kết cấu.

Đặc điểm của bài toán chẩn đoán là :

- *Thiếu thông tin :* Số lượng các biến trạng thái đo được thường rất nhỏ so với số biến trạng thái cần có để giải. Có những thông tin rất khó có thể đo được trong thực tế (thí dụ như các chuyển vị góc gây biến dạng xoắn tại các nút).

- *Các thông tin có được là không chính xác* do sai số trong khi đo, do sai số của các thiết bị đo hoặc các nhiễu không thể tránh được.

- *Bài toán có thể đa trị* và phải có tiêu chuẩn lựa chọn nghiệm phù hợp.

Có nhiều phương pháp để giải bài toán chẩn đoán, trong đó có phương pháp giải liên tiếp bài toán thuận và phương pháp giải bài toán quan hệ phi tuyến.

Phương pháp giải liên tiếp bài toán thuận :

Phương pháp này thường áp dụng trong bài toán chẩn đoán ngược một phần khi điều kiện thông tin không đầy đủ. Thí du như chẩn đoán đặc trưng vật liệu theo số liệu đo chuyển vị. Ý tưởng chính của phương pháp là xấp xỉ mô hình với số liệu đo đạc, so sánh và rút ra kết luận. Để chẩn đoán theo phương pháp này chỉ cần sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu như một công cụ tính để tính liên tiếp với một loạt các giá trị cho trước, trong một khoảng giới hạn nào đó của các đặc trưng cần tìm (giải bài toán thuận). Sau quá trình đó tìm ra được một giá trị trong khoảng giới hạn mà nó được coi là phù hợp nhất với đặc trưng đó. Thông thường cần qua các bước :

Bước 1 : Xác định thông số cần chẩn đoán U của mô hình (đặc trưng cơ học hoặc đặc trưng hình học).

Bước 2 : Xác định thông số trạng thái cần đo đạc để phục vụ chẩn đoán (chuyển vị, biến dạng, ứng suất hoặc đặc trưng dao động...) W.

Bước 3 : Chọn mô hình tính toán dựa trên kết quả kiểm tra hiện trường.

Bước 4 : Tiến hành đo đạc các thông số trạng thái để chẩn đoán W^0.

$$W^0 = \left[W_1^0,\ W_2^0\ ,\dots,W_m^0\right] \tag{7.1}$$

Bước 5 : Giải bài toán :

- Dự đoán khoảng giới hạn của thông số cần chẩn đoán. Rời rạc hóa thông số cần chẩn đoán trong khoảng giới hạn.

- Dùng phần mềm phân tích kết cấu để tính toán với thông số cần chẩn đoán U = Ul, tính được các thông số của hệ trong đó có thông số W(l).

- Tính tổng bình phương độ lệch giữa W_1 và W_0 :

$$U = \{a < U_1 < U_2 < ..... < U_1 .... < U_k < b\} \quad (7.2)$$

$$\{W_1^{(1)}, W_2^{(1)}, ..., W_n^{(1)}\} \quad (7.3)$$

$$\delta_1^2 = \sum \left| W_i^1 - W_i^0 \right|^2 \quad (7.4)$$

Lần lượt tính với các giá trị của thông số chẩn đoán được rời rạc hóa.

- Tìm giá trị nhỏ nhất của độ lệch quân phương :

$$\delta_s = \min_{(i)} \delta_i \quad (7.5)$$

Và Us ứng với δs sẽ là giá trị xấp xỉ tốt nhất cần tìm.

Phương pháp này đã được dùng để chẩn đoán môđun đàn hồi của betông trong một kết cấu khung khi đo được chuyển vị. Phương pháp này có thuận lợi là không phải lập phương trình chẩn đoán và tránh được khó khăn khi giải bài toán ngược. Nhưng độ chính xác của kết quả chẩn đoán phụ thuộc vào số lượng và chất lượng của thông tin đo đạc.

Phương pháp giải bài toán quan hệ phi tuyến :

Có thể nhận dạng các thông số chẩn đoán bằng cách giải bài toán quan hệ phi tuyến với việc tìm cực tiểu hóa một hàm mục tiêu dạng phi tuyến - thường là bình phương của sai số giữa một trạng thái cơ học của hệ khi thử tải tại hiện trường và qua phân tích tính toán. Để tìm cực tiểu của hàm mục tiêu nói trên có thể sử dụng các phương pháp quy hoạch toán học. Các bước khi áp dụng phương pháp này như sau :

Bước 1 : Xác định các thông số cần chẩn đoán U của mô hình tùy theo mục đích nghiên cứu.

Bước 2 : Xác định các thông số trạng thái W để phục vụ cho việc chẩn đoán thông số U.

Bước 3 : Đo đạc các thông số trạng thái Wd ở hiện trường.

Bước 4 : Xây dựng công thức lý thuyết tính các thông số trạng thái Wt.

Bước 5 : Xây dựng hàm mục tiêu.

Bước 6 : Xác định các hàm ràng buộc dạng phương trình, dạng bất phương trình và các điều kiện biên.

Bước 7 : Dùng các phương pháp quy hoạch toán học để giải bài toán cực tiểu hóa hàm mục tiêu chịu các ràng buộc trên tìm ra các thông số cần chẩn đoán Us.

Phương pháp này cần phải lập phương trình chẩn đoán và phải áp dụng các phương pháp quy hoạch toán học để giải. Nhưng trong nhiều trường hợp cho kết quả bài toán khá tin cậy.

7.2. ÁP DỤNG LÝ THUYẾT ĐỘ TIN CẬY TRONG ĐÁNH GIÁ CẦU

Lý thuyết độ tin cậy là khoa học nghiên cứu quá trình thay đổi các chỉ tiêu chất lượng của sản phẩm theo thời gian, thiết lập những quy luật xuất hiện hư hỏng của sản phẩm và những phương pháp dự báo chúng, tìm kiếm những phương pháp để nâng cao độ tin cậy của sản phẩm khi thiết kế và chế tạo chúng cũng như các biện pháp để duy trì độ tin cậy trong bảo quản và khai thác sản phẩm. Ban đầu lý thuyết độ tin cậy được ứng dụng trong kỹ thuật điện tử, chế tạo máy và kỹ thuật hàng không. Sau đó được ứng dụng vào một số ngành khác, trong đó có kết cấu xây dựng (KCXD).

Do đối tượng của lý thuyết độ tin cậy KCXD là các công trình xây dựng có đặc thù riêng như việc xác định các đặc trưng hỏng không đơn giản, việc kiểm tra thí nghiệm sản phẩm khó khăn, mối liên hệ giữa các yếu tố là các phương trình vi phân liên tục hoặc được rời rạc hóa theo phương pháp phần tử hữu hạn... cho nên lý thuyết độ tin cậy KCXD trở thành một nhánh riêng và phát triển theo một hướng khác. Về thực chất, lý thuyết độ tin cậy KCXD đã được ứng dụng trong KCXD từ đầu thế kỷ XX, ngay khi KCXD được thiết kế theo triết lý của phương pháp ứng suất cho phép. Hệ số an toàn của ứng suất cho phép là một khái niệm đã có những bản chất của lý thuyết độ tin cậy KCXD. Các phương pháp thống kê được ứng dụng trong tính toán KCXD vào khoảng năm 1935 bởi Streletckij N. S. Những nghiên cứu này là cơ sở của phương pháp luận trong triết lý thiết kế theo trạng thái giới hạn sau này. Vào những năm 1960-1970, Bolotin V.V. đã công bố những công trình nghiên cứu mà sau này được coi như nền móng của lý thuyết độ tin cậy KCXD hiện đại, Rzhanicin A. R. đã nghiên cứu ảnh hưởng của sự thay đổi đồng thời tải trọng và độ bền đến tuổi thọ cũng như độ tin cậy của kết cấu theo các sơ đồ đơn giản không đòi hỏi những tính toán quá phức tạp. Rzhanicin A. R. cũng là người đã đưa ra khái niệm xác suất bảo đảm không bị phá hoại cũng như công thức tính xác suất này.

Trong những năm sau lý thuyết độ tin cậy KCXD phát triển rất mạnh mẽ, đặc biệt là trong những năm 1970-1990. Những nghiên cứu trong thời kỳ này không chỉ hoàn thiện những nghiên cứu cơ bản về quá trình ngẫu nhiên phức tạp mô tả tác động thực và phản ứng của KCXD, mà còn tập trung vào việc ứng dụng lý thuyết này trong bài toán thiết kế tối ưu theo độ tin cậy, trong việc xem xét các tiêu chuẩn và quy trình thiết kế theo quan điểm độ tin cậy, cũng như việc chẩn đoán và đánh giá công trình đang khai thác. Trong các công trình về độ tin cậy cầu BTCT, Chirkov V. P. đã có những tập hợp về các đặc trưng của các định luật ngẫu nhiên ảnh hưởng đến khả năng khai thác của cầu BTCT ở Liên Xô (cũ). Chirkov V. P. cũng đã đưa ra phương pháp thay thế ngẫu nhiên liên tục để xây dựng hàm mật độ xác suất đồng thời của các định luật ngẫu nhiên và tính độ tin cậy của kết cấu BTCT chịu kéo, chịu nén, chịu uốn...

Ở phương Tây, nhiều nhà khoa học cũng công bố những nghiên cứu về lý thuyết độ tin cậy KCXD. Những nghiên cứu này tập trung vào tính độ tin cậy của KCXD theo

phương pháp xác suất nhằm ứng dụng trong thực tế. Đây là phương pháp đủ độ chính xác và phản ánh được bản chất xác suất nhưng không quá phức tạp.

Để áp dụng một cách có hiệu quả lý thuyết độ tin cậy KCXD trong thực tế, người ta thường phân ra 3 mức độ để áp dụng. Mức độ 3 là mức độ chính xác nhất, khi đó tác động lên KCXD và phản ứng của nó là các quá trình ngẫu nhiên không dừng. Mức độ 2 xem xét tác động lên KCXD và phản ứng của nó như các định luật ngẫu nhiên hay còn được gọi là phương pháp xác suất. Mức độ 1 đánh giá các tác động và các phản ứng của kết cấu qua các hệ số tin cậy hay còn được gọi là phương pháp bán xác suất và đây là cơ sở để xây dựng các tiêu chuẩn đánh giá công trình hiện nay.

Trong những năm gần đây các nghiên cứu tập trung vào việc áp dụng lý thuyết độ tin cậy trong thiết kế KCXD và một số nước đã xây dựng các tiêu chuẩn thiết kế theo triết lý của lý thuyết độ tin cậy. Điển hình là Tiêu chuẩn AASHTO LRFD 98 của Mỹ ban hành năm 1998. Một trong những vấn đề được quan tâm hiện nay là các tiêu chuẩn đánh giá độ an toàn của kết cấu đang khai thác theo lý thuyết độ tin cậy. Allen D. D. đã đưa ra các tiêu chuẩn đánh giá dựa trên chỉ số độ tin cậy đánh giá βe áp dụng ở Canada.

7.2.1. Áp dụng tin học trong chẩn đoán và đánh giá cầu BTCT

7.2.1.1. Giới thiệu chung

Cũng như các chuyên ngành kỹ thuật khác, tin học cũng được áp dụng rộng rãi trong chẩn đoán và đánh giá công trình cũng như chẩn đoán và đánh giá cầu BTCT. Những hướng nghiên cứu áp dụng tin học trong chẩn đoán và đánh giá công trình gồm :

- Xây dựng các chương trình đánh giá cho từng loại kết cấu riêng : Do mỗi loại công trình thường có các đặc điểm riêng về kết cấu, vật liệu cho nên việc xây dựng các chương trình đánh giá cho từng loại kết cấu riêng thường hay được tiến hành. Các chương trình này thường là các chương trình kết hợp chặt chẽ giữa các kết quả nghiên cứu của lý thuyết nhận dạng hệ thống, lý thuyết độ tin cậy, lý thuyết phân tích kết cấu và kỹ thuật lập trình

- Sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu sẵn có để " tính toán lại " kết cấu có xét đến các hư hỏng thực tế. Ngoài ra có thể sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu để giải các bài toán thuận trong phương pháp lặp, hoặc kết hợp với các phần mềm cấp cao để đánh giá.

7.2.1.2. Lập các chương trình máy tính để chẩn đoán và đánh giá

Do đặc thù riêng của chẩn đoán và đánh giá công trình, các chương trình chẩn đoán và đánh giá thường được xây dựng cho từng loại kết cấu riêng biệt.

Tại Nhật Bản đã có nhiều chương trình chẩn đoán và đánh giá cầu BTCT đã được công bố . Đây là các chương trình đánh giá cầu được xây dựng vào những năm 90.

Trong chương trình ứng dụng nhiều các kết quả của tin học và các kết quả mới nhất trong nghiên cứu đánh giá kết cấu ở Nhật Bản. Trong chương trình đó đã sử dụng các kết quả đo dao động (tần số dao động riêng và dạng riêng) để tìm chẩn đoán độ cứng của kết cấu nhịp cầu. Việc nghiên cứu lý thuyết kết hợp với thực nghiệm phá hủy trực tiếp công trình để kiểm chứng các kết quả lý thuyết.

Trong các chương trình đánh giá kết cấu đã công bố ở Mỹ có một số chương trình về đánh giá cầu, như chương trình của Trường Đại học Tổng hợp Florida. Chương trình này bao gồm một số môđun như môđun nhập thông tin về các dữ liệu của cầu cần đánh giá (dựa trên các kết quả kiểm tra hiện trường), môđun phân tích kết cấu cầu theo mô hình mạng lưới dầm (grillage), môđun đánh giá khả năng khai thác của cầu theo Tiêu chuẩn đánh giá cầu của AASHTO. Kết quả của chương trình là hệ số đánh giá RF (Rating Factor) cho nội lực (mômen và lực cắt) của các mặt cắt bất kỳ. Chương trình đã được dùng để đánh giá toàn bộ các cầu trên mạng lưới đường quốc gia của bang Florida.

7.2.1.3. Sử dụng các chương trình phân tích kết cấu

Việc phân tích kết cấu phục vụ công tác nghiên cứu, thiết kế, kiểm tra, đánh giá kết cấu công trình là một công việc phức tạp khó khăn và đòi hỏi nhiều công sức của các chuyên gia trong lĩnh vực này. Cùng với sự phát triển mạnh mẽ của các lý thuyết về vật liệu, về phương pháp tính và về các phương pháp phân tích kết cấu như phương pháp phần tử hữu hạn, phương pháp phần tử biên... công việc này càng trở nên phức tạp với các loại kết cấu phức tạp. Chính vì vậy các chuyên gia trong lĩnh vực kết cấu và các chuyên gia trong lĩnh vực tin học đã cùng nhau xây dựng các phần mềm phân tích kết cấu như các phần mềm SAP (Structural Analysis Program), STAAD (Structural Analysis And Design) của Mỹ; LUSAS (Line Utility Structural Analysis System) của Anh; STRAND của Úc; PKPM của Trung Quốc...Ngoài ra còn có một số phần mềm có quy mô nhỏ hơn như MICROFEAP (Microcomputer Finite Elemente Analysis Package), XETABS-95 của Học viện kỹ thuật Châu Á, TAT của Trung Quốc... Các chương trình trên hiện đang được sử dụng trong phân tích kết cấu cũng như trong giảng dạy và nghiên cứu.

Một trong những hướng sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu để đánh giá công trình là tính toán lại kết cấu như đối với bài toán thiết kế (as built) với các thông số đầu vào là các kết quả kiểm tra tại hiện trường (kích thước hình học, các đặc trưng vật liệu và các hư hỏng của kết cấu...). Thông thường kết quả tính toán theo hướng này cho phép người đánh giá đưa ra các kết luận về khả năng khai thác của kết cấu tại thời điểm đánh giá.

Một hướng khác là sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu để đánh giá công trình và sử dụng chúng như một công cụ để giải hàng loạt các bài toán thuận tương ứng với các thông số đầu vào được ước lượng qua kiểm tra hiện trường hoặc kết quả thử tải như đã trình bày ở trên. Việc xử lý các kết quả đầu ra (thường là chuyển vị, nội lực, các

thông số dao động...) có thể sử dụng lý thuyết quy hoạch toán học hoặc theo lý thuyết xác suất và thống kê. Theo hướng này cần phải viết các đoạn chương trình xử lý các thông số đầu vào, sau đó gọi các phần mềm phân tích kết cấu để truyền các thông số đầu vào cho chúng, và viết các đoạn chương trình xử lý các kết quả đầu ra.

Hướng nghiên cứu thứ ba trong việc sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu là các nghiên cứu sử dụng bộ chương trình nguồn (source) của các phần mềm phân tích các kết cấu như một công cụ, kết hợp với các kết quả của lý thuyết nhận dạng hệ cơ học trong việc chẩn đoán và đánh giá công trình. Như chúng ta đã biết phần lớn các phần mềm phân tích kết cấu đều được xây dựng dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn với phương trình cơ bản :

$$AX = B \tag{7.6}$$

trong đó :

$A = [\ a_{ij}\ ]$ là ma trận độ cứng,

$X = [\ x_1, x_2, ..., x_n\ ]$

T = vectơ chuyển vị,

$B = [\ b_1, b_2, ..., b_n\ ]$ T là vecto lực nút tương đương.

Các phần tử a_{ij} của ma trận độ cứng là hàm của đặc trưng hình học và đặc trưng vật liệu của phần tử

Khi xét bài toán tuyến tính, vecto lực nút tương đương là tổng của lực phân bố trên bề mặt phần tử, lực thể tích, lực do chuyển vị cưỡng bức, lực do biến dạng ban đầu và do sự thay đổi nhiệt độ

$$a_{ij} = a_{ij}(E_i, V_i, l_i) \tag{7.7}$$

$$b_i = f_i(u_0) + f_i(a) + f_i(\gamma) + f_i(\varepsilon_0) + f_i(T) \tag{7.8}$$

Trong một bước nào đó của bài toán chẩn đoán, chúng ta đã có vectơ X* (có thể là giá trị đo đạc hoặc giá trị nhận được qua một tính toán trung gian nào đó) và thay vào phương trình (7.6) ta có phương trình :

$$AX^* = B \tag{7.9}$$

Giải phương trình (7.9) ta sẽ tìm được các ẩn cần đánh giá chứa trong a_{ij} ở bước đó. Như vậy sẽ phải sửa đổi chương trình nguồn cho phù hợp. Tuy nhiên hiện nay các phần mềm phân tích kết cấu nói trên đều ở dạng thương phẩm, việc tìm kiếm các chương trình nguồn là rất khó khăn.

7.2.1.4. Nhận xét

Các nghiên cứu cơ bản phục vụ việc thu thập và xử lý thông tin để chẩn đoán và đánh giá cầu rất được quan tâm. Thí dụ như các nghiên cứu về ảnh hưởng của tác động môi

trường đến tuổi thọ của kết cấu là các nghiên cứu đòi hỏi phải có thời gian dài và tốn kém nhưng vẫn được tiến hành rất nghiêm túc. Ở Mỹ, chương trình nghiên cứu về tác động xâm thực clo trong cầu BTCT được tiến hành trong khoảng 20 năm trên khoảng 300 cầu với trên 2000 mẫu bêtông lấy ở hiện trường.

Các nghiên cứu được tiến hành đồng bộ ở nhiều nước, đặc biệt là các nghiên cứu về phương pháp thí nghiệm NDT, từ nguyên lý đo đến chế tạo thiết bị và lập chuẩn. Dải biến động của các phương pháp đo được đưa ra sau khi xử lý rất nhiều các kết quả thu được từ thí nghiệm và thực tế, được tổng kết và đưa vào các tiêu chuẩn đánh giá.

Việc xử lý thông tin nhằm xác định mô hình thực trạng của cầu về vật liệu và kết cấu.

Các hư hỏng khuyết tật về vật liệu và kết cấu trên cầu được so sánh với các tiêu chuẩn đánh giá vật liệu và kết cấu. Các tiêu chuẩn này đúc kết các tri thức về hư hỏng vật liệu của từng quốc gia.

Việc đánh giá thường được tiến hành bằng cách "tính toán lại" (as built) cầu có kể đến các hư hỏng khuyết tật vật liệu và kết cấu theo các tiêu chuẩn quy trình đánh giá hoặc thiết kế của từng quốc gia.

Các phương pháp đánh giá hiện đại đã được nghiên cứu áp dụng ở các nước có nền khoa học và công nghệ phát triển. Việc xác định mô hình thực trạng của công trình về mặt kết cấu thường dựa trên lý thuyết nhận dạng hệ cơ học. Việc đánh giá dựa trên lý thuyết độ tin cậy được quan tâm. Nhiều chương trình đánh giá kết cấu đã được xây dựng.

7.3. KHÁI NIỆM VỀ PHƯƠNG PHÁP CHẨN ĐOÁN DỰA THEO CÁC ĐẶC TRƯNG DAO ĐỘNG CỦA CẦU

Các phương pháp kiểm tra, đánh giá cầu đang được sử dụng ở nước ta hiện nay còn một số hạn chế như: khó phát hiện được hư hỏng ở những bộ phận ẩn khuất hay ảnh hưởng của vùng hư hỏng này đến vùng khác... Cùng với sự phát triển của các kỹ thuật đo và tính toán, từ 35 năm gần đây (đặc biệt là từ những năm 1990) trên thế giới có nhiều công trình nghiên cứu và áp dụng chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động được công bố. Đây là phương pháp chẩn đoán công trình thông qua các tham số dao động của nó. Các tham số này là hàm của các đặc trưng vật lý, hình học, sơ đồ làm việc và điều kiện liên kết của kết cấu vì vậy khi xác định được chúng sẽ giúp phán đoán về tình trạng kết cấu. Phương pháp này có thể bổ sung rất hiệu quả cho các phương pháp kiểm định cầu truyền thống.

7.3.1. Bài toán chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động

Bài toán chẩn đoán kỹ thuật công trình là bài toán đánh giá tình trạng của công trình đang khai thác dựa trên thông tin thu được qua hồ sơ và kết quả khảo sát đo đạc công trình. Để giải bài toán này phải thực hiện các bước:

- Lập mô hình toán học của công trình.

- Khảo sát, đo đạc và thử nghiệm công trình.

- Tìm kiếm hư hỏng và xây dựng mô hình thực trạng của công trình.

Tuỳ theo dạng công trình, cách thu thập dữ liệu thực trạng của cầu mà người ta sử dụng các phương pháp chẩn đoán khác nhau. Trong chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động kết cấu thường được mô hình hoá bằng phương pháp phần tử hữu hạn và khi đó phương trình chuyển động của cầu có dạng $M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F$, Với việc giải bài toán trị riêng $M\ddot{U} + KU = 0$ ta sẽ tính được các đặc trưng dao động lý thuyết, còn khi khảo sát đo đạc trên cầu thì số liệu dao động thực nghiệm sẽ được xác định.

Bài toán chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động đặt ra là tìm kiếm hư hỏng của cầu và đánh giá khả năng chịu tải của cầu thông qua so sánh các đặc trưng dao động tính toán và thực nghiệm của nó (hoặc giữa hai số liệu đo đạc thực nghiệm của cầu ở hai thời điểm xa nhau) kết hợp với các số liệu khảo sát khác. Bài toán chẩn đoán cầu là bài toán ngược và thông tin không đầy đủ (chỉ có thể đo hay khảo sát tại một số vị trí hạn chế của kết cấu), do đó việc tìm lời giải là không đơn giản.

7.3.2. Tình hình nghiên cứu trên thế giới và ở Việt Nam

Các phương pháp đầu tiên sử dụng sự thay đổi của tần số dao động riêng trong việc tìm kiếm hư hỏng của cầu, tuy vậy có những hư hỏng của cầu ít nhạy cảm với tần số riêng, đặc biệt khi hư hỏng nhỏ. Với các thiết bị đo hiện nay ta có thể đo được một số dạng dao động riêng của cầu ở dải tần số thấp, do đó ngoài tần số riêng các thuật toán chẩn đoán gần đây đã quan tâm nhiều hơn đến sự thay đổi của dạng dao động riêng. Các kết quả nghiên cứu chính về chẩn đoán cầu bằng phương pháp dao động được tóm tắt như sau:

7.3.2.1. Về mô hình hoá kết cấu

Phương pháp phần tử hữu hạn được sử dụng rộng rãi trong mô tả cầu, tuy vậy sử dụng mẫu phần tử nào để mô hình hoá kết cấu và mô phỏng hư hỏng của cầu là vấn đề mở và còn phát triển.

7.3.2.2. Các phương pháp thử nghiệm và xử lý số liệu đo

Nói chung có 3 phương pháp là thử nghiệm bằng kích động điều hoà, thử nghiệm bằng kích động xung và thử nghiệm với dòng xe lưu thông bình thường trên cầu. Tuỳ theo phương pháp thử nghiệm mà phải sử dụng các thuật toán xử lý số liệu phù hợp để rút ra các đặc trưng dao động của cầu. Trong các nghiên cứu ở Viện KHCN GTVT đã nghiên cứu các thuật toán phân tích số liệu với thử nghiệm bằng kích động điều hoà vì thử nghiệm này cung cấp tín hiệu đo có chất lượng tốt nhất và thuận lợi trong việc xây dựng các thuật toán xử lý.

7.3.2.3. Các thuật toán nhận dạng hư hỏng

Nhiều thuật toán nhận dạng hư hỏng của cầu đã được công bố. Ewins D.J đã đề xuất nhận dạng trạng thái hư hỏng của cầu bằng cách xét tương quan dạng dao động riêng ở hai trạng thái so sánh, thuật toán này đã được sử dụng rộng rãi và cho kết quả phù hợp đặc biệt khi hư hỏng đủ lớn. Nhận dạng vị trí hư hỏng bằng đặc trưng dao động có các hướng nghiên cứu chính sau:

- Xây dựng ma trận cứng (hoặc mềm) theo các đặc trưng dao động đo được và so sánh với kết quả lý thuyết hoặc lần đo trước. Theo hướng này có phương pháp ma trận lỗi của Ewins, phương pháp độ cứng của Zimmerman & Kaouk, phương pháp độ mềm của Pandey & Biswas.

- Xem xét sự thay đổi phân bố năng lượng biến dạng, được xác định qua các đặc trưng dao động của cầu, để nhận dạng vị trí hư hỏng. Theo hướng này có phương pháp chỉ số hư hỏng của Stubb & Kim.

7.3.2.4. Xây dựng mô hình thực trạng của cầu

Để xác định khả năng chịu tải của cầu cần xây dựng mô hình thực trạng của nó trên cơ sở các kết quả khảo sát, thử nghiệm trên cầu. Hai hướng nghiên cứu được nhiều tác giả quan tâm là phương pháp trực tiếp và phương pháp thống kê.

- Trong phương pháp trực tiếp mô hình tính toán của cầu được điều chỉnh một cách trực quan dựa trên số liệu khảo sát, đo đạc của cầu.

- Phương pháp thống kê được Adams P. và Cawley R. đề xuất đầu tiên, theo đó các đặc trưng dao động ứng với nhiều bộ hư hỏng giả định của kết cấu được tính toán từ trước, khi có số liệu đo người ta sẽ tìm kiếm mô hình phù hợp trong thư viện theo tiêu chuẩn nào đó, mô hình tìm ra được xem là mô hình thực trạng của cầu và có thể sử dụng để tính toán khả năng chịu lực của nó theo các quy trình áp dụng.

Ở Việt Nam đã có những cố gắng nghiên cứu ứng dụng chẩn đoán công trình bằng phương pháp dao động vào dàn khoan biển và cầu, nhưng mới là những bước đi ban đầu. Nhằm mục đích tiếp cận với các phương pháp chẩn đoán cầu hiện đại trên thế giới và bổ sung cho các phương pháp đang sử dụng ở nước ta, dưới đây sẽ chỉ trình bầy các vấn đề sau:

1. Lập mô hình tính toán của kết cấu nhịp cầu: xây dựng mô hình phần tử tính theo phương pháp phần tử hữu hạn cho một số loại cầu (thép-bêtông liên hợp, cầu dầm BTCT thường và DƯL, cầu bản) và mô hình phần tử ứng với một số loại hư hỏng thường gặp của cầu.

2. Nghiên cứu các phương pháp phân tích dữ liệu, thử nghiệm và đo đạc, nội suy, chuẩn hoá dữ liệu đo trên cầu với nguồn kích động là tải trọng điều hoà. Xây dựng trình tự thử nghiệm và xử lý số liệu đo để rút ra các đặc trưng dao động của cầu. Lập chương trình biểu diễn dạng dao động riêng và chương trình chuẩn hoá dạng dao động thực nghiệm.

3. Nhận dạng hư hỏng của cầu: xây dựng thuật toán nhận dạng hư hỏng dựa trên cơ sở xem xét tương quan dạng dao động riêng ở hai trạng thái so sánh tại điểm đo, bổ sung thuật toán của phương pháp ma trận lỗi tìm kiếm vị trí hư hỏng của cầu thông qua so sánh ma trận cứng đo đạc và lý thuyết.

4. Xây dựng mô hình thực trạng của cầu: đề xuất một thuật toán tìm kiếm mô hình tính toán phù hợp của một loại cầu cụ thể trong thư viện hư hỏng lý thuyết của loại cầu đó bằng cách so sánh dạng dao động riêng đo được với các dạng dao động riêng ứng với các hư hỏng lý thuyết trong thư viện.

5. Xây dựng trình tự chẩn đoán kết cấu nhịp cầu bằng phương pháp đo và phân tích dao động.

7.4. MÔ HÌNH CỦA KẾT CẤU NHỊP CẦU TRONG BÀI TOÁN CHẨN ĐOÁN BẰNG PHƯƠNG PHÁP DAO ĐỘNG

7.4.1. Mô hình tính toán của kết cấu nhịp cầu

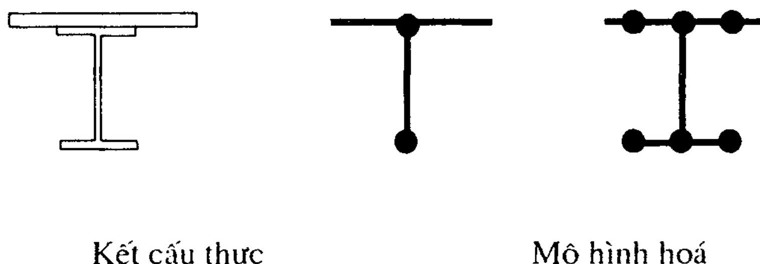
Trong tính toán kết cấu nhịp cầu phải được mô hình hoá, các mô hình thường sử dụng là mô hình liên tục và rời rạc. Mô hình rời rạc xây dựng theo phương pháp phần tử hữu hạn là mô hình hiện nay được sử dụng rộng rãi để tính toán cầu. Để lập mô hình tính toán của cầu có thể sử dụng nhiều cách lý tưởng khác nhau và các loại mẫu phần tử khác nhau, vấn đề là cần lựa chọn các phần tử phù hợp cho mỗi bộ phận của cầu để phản ánh gần đúng nhất sự làm việc của kết cấu nhịp cầu và các hư hỏng có thể của nó.

7.4.2. Mô hình tính toán của một số dạng kết cấu nhịp cầu

Các mô hình lý tưởng cho một số dạng cầu (thép - bêtông liên hợp, cầu dầm BTCT, cầu bản) có thể được chọn như dưới đây:

7.4.2.1. Cầu thép - bêtông liên hợp

Dầm chủ có tiết diện chữ I, sử dụng phần tử thanh (hoặc bản) để mô tả cánh trên và dưới của dầm, phần tử bản mô tả bụng dầm, mặt cầu xem là phần tử bản (hình 7.1). Kết quả tính toán lý thuyết và thực nghiệm tần số riêng của cầu I-40 là phù hợp.

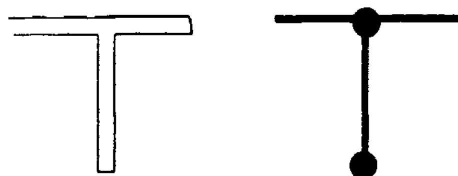


Kết cấu thực   Mô hình hoá

Hình 7.1. *Mô hình hoá cầu thép bêtông liên hợp*

7.4.2.2. Cầu dầm BTCT

Có thể sử dụng phần tử bản mô tả bụng dầm và mặt cầu (hình 7.2), khi so sánh với số liệu thực nghiệm của cầu Pô lếch (BTCT), nhịp 33m cầu Yên Bái (BTCTƯST) cho thấy kết quả so sánh khá phù hợp (bảng 7.1)



Hình 7.2. *Mô hình cầu dầm BTCT*

Bảng 7.1 Tần số dao động riêng lý thuyết và thực nghiệm cầu Yên Bái

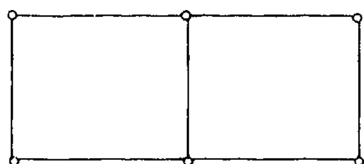
Tần số dao động riêng	Dạng 1	Dạng 2
Lý thuyết	3,14 Hz	7,25 Hz
Thực nghiệm	3,25 Hz	7,05 Hz

7.4.3. Mô hình một số dạng hư hỏng của kết cấu nhịp cầu

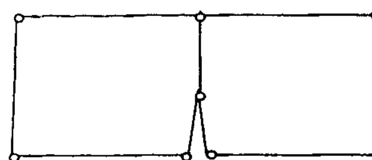
Hư hỏng có nhiều loại với các mức độ khác nhau, ở đây chỉ xem xét một số loại. Nguyên tắc mô phỏng là thay đổi đặc trưng hình học, vật liệu hay liên kết ở các phần tử có liên quan đến hư hỏng tuỳ theo loại hư hỏng.

7.4.3.4. Vết nứt

Có nhiều dạng vết nứt của cầu phụ thuộc vào kết cấu, vật liệu và có thể mang tính cục bộ, để mô phỏng phải căn cứ dạng của nó. Với kết cấu bêtông có nhiều vết nứt bề mặt có thể mô phỏng bằng cách thay đổi môđun đàn hồi, với vết nứt sâu ở các phần tử bản có thể mô phỏng bằng cách bổ sung nút và chia lại phần tử (hình 7.3), mô phỏng này đã áp dụng cho hư hỏng của cầu I-40 và cho kết quả phù hợp.



a) Trạng thái bình thường



b) Trạng thái hư hỏng

Hình 7.3. *Mô phỏng vết nứt sâu theo cạnh phần tử bản*

7.4.3.5. Gỉ kết cấu thép

Có thể mô phỏng loại hư hỏng này bằng cách thay đổi chiều dày phần tử bị gỉ và xác định lại các đặc trưng hình học. Trong tính toán cầu Châu Thị (thép bêtông liên hợp) đã sử dụng mô hình vẽ ở hình 7.1 và mô phỏng gỉ ở bụng dầm bằng cách thay đổi chiều dày bản ở chỗ gỉ, kết quả lý thuyết và thực nghiệm trên bảng 7.2

Bảng 7.2. Chuyển vị lý thuyết và thực nghiệm cầu Châu Thị (nhịp N9)

Chuyển vị	Điểm đo (1/2 cầu - theo các dầm chủ)				
	1	2	3	4	5
Lý thuyết	3,5	3,3	2,98	2,22	1,47
Thực nghiệm	3,36	3,17	2,9	2,1	1,43

Mức độ thoái hoá thực tế của vật liệu được mô phỏng bằng cách thay đổi môđun đàn hồi, mức độ hư hỏng thực tế của gối được mô phỏng bằng cách thay đổi điều kiện biên.

7.4.5. Xác định các đặc trưng dao động và sử dụng vào bài toán chẩn đoán kết cấu nhịp cầu

Tính toán trên mô hình lý thuyết của cầu sẽ cho các đặc trưng dao động lý thuyết của nó, các đặc trưng này được sử dụng để xác lập dải tần số đo và các sơ đồ bố trí đầu đo nhằm thu được các đặc trưng dao động thực nghiệm tương ứng, đồng thời chúng cũng được sử dụng để so sánh trong bài toán chẩn đoán cầu.

7.5. THỬ NGHIỆM VÀ XỬ LÝ SỐ LIỆU TRONG CHẨN ĐOÁN KẾT CẤU NHỊP CẦU BẰNG PHƯƠNG PHÁP DAO ĐỘNG

7.5.1. Tín hiệu dao động và một số đặc trưng của nó

Phản ứng của cầu dưới tác động của kích động là các tín hiệu đo được tại các thời điểm rời rạc xn = x(nΔt), n=1,2,..thường ký hiệu là x(n). Các tín hiệu này được xem xét thông qua các đặc trưng của nó: giá trị trung bình, hàm tương quan, hàm mật độ phổ biến đổi Fourier...Với biến đổi Fourier, thay cho việc xem xét tín hiệu đo được theo thời gian, ta có thể xem xét chúng trong miền tần số. Giả sử trong thử nghiệm cầu ta đo được kích động ngoài y(n) và phản ứng của hệ x(n), khi đó trong miền tần số quan hệ tín hiệu ra và vào là:

$$YT(f) = H(f).XT(f) \qquad (7.10)$$

trong đó :

H(f) được gọi là hàm phản ứng tần số (Frequency Response Function - FRF).

XT(f), YT(f) là biến đổi Fourier của x(n), y(n)

Hàm FRF được xác định từ dữ liệu đo theo:

$$H(f) = \frac{S_{xy}(f)}{S_x(f)} \qquad (7.11)$$

trong đó:

Sx(f) là hàm mật độ phổ $S_x(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau).\exp(-2i\pi f)d\tau$

Sxy(f) là tương quan chéo $S_{XY}(f) = \lim_{T\to\infty} \frac{1}{T}\left\{X_T^*(f).Y_T(f)\right\}$

trong thử nghiệm động các thiết bị đo đưa ra hàm FRF theo (7.12)

7.5.2. Biểu diễn của hàm FRF đối với hệ cơ học

Phương trình chuyển động của kết cấu:

$$M.\ddot{U} + C.\dot{U} + K.U = P(t)$$

Theo định nghĩa hàm FRF biểu diễn như sau:

$$H_{jk}(\omega) = \frac{U_j(\omega)}{F_k(\omega)} \tag{7.12}$$

trong đó :

U_j là biên độ phức của phản ứng tại j

F_k là biên độ phức của lực tác dụng tại k.

$H_{jk}(\omega)$ là phản ứng của kết cấu tại vị trí j do lực đơn vị có tần số ω tại k gây ra. Với kích động điều hoà dạng P(t) = f.exp(iωt), giả sử nghiệm U(t) = u.exp(iωt) ta có H (ω)= (K – ω2.M + iωC) – 1 (i đơn vị ảo $i = \sqrt{-1}$)

Người ta chứng minh được:

$$H_{jk}(\omega) = \sum_{l=1}^{N} \frac{\Phi_j(l).\Phi_k(l)}{k_l - \omega^2.m_l + i.\omega.c_l} \tag{7.13}$$

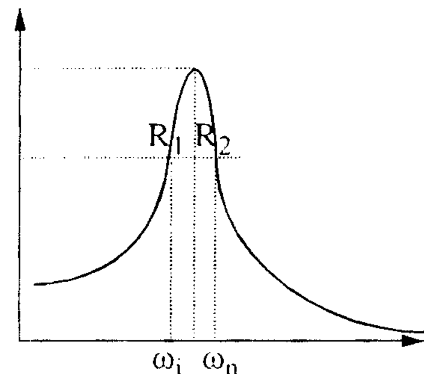
Với : N là số dạng dao động riêng

$\Phi_j(l)$, $\Phi_k(l)$ là giá trị dạng dao động riêng thứ l tại vị trí j và k.

Hàm FRF do thiết bị đo cung cấp sẽ được dùng để xác định các đặc trưng dao động. Các giả thiết chính là:

- Tần số riêng không trùng nhau và cách nhau đủ xa.
- Hệ số cản nhỏ.
- Trong lân cận của tần số riêng, giá trị của hàm FRF được xấp xỉ gần đúng bằng hàm FRF của hệ một bậc tự do.

Bài toán đặt ra là xác định tần số riêng ω_j, hệ số cản h_j và các giá trị dạng riêng $\Phi_{k(j)}$ tại điểm đo thứ k qua giá trị hàm FRF đo được.



Hình 7.4: Xác định tần số và cản

7.5.2.1. Phương pháp cộng hưởng

7.5.2.1.1. Xác định tần số riêng và hệ số cản

Tần số riêng $\omega \approx \omega n$

Hệ số cản xác định qua biểu thức $h = (\omega_2 - \omega_1)/2\omega n$

Với ω_1, ω_2 là toạ độ trên trục ω của điểm R_1, R_2 thoả mãn

$$H(\omega_1) = H(\omega_2) = H(\omega n)/\sqrt{2}$$

7.5.2.1.2. Xác định dạng dao động riêng

Xét (7.4) ở lân cận tần số cộng hưởng, có thể chứng minh được:

$$\Phi_j(l).\Phi_k(l) = 2h_l.\omega_l^2.|H_{jk}(\omega)| \tag{7.14}$$

Đây là phương trình biểu diễn quan hệ giữa hệ số cản, tần số dao động riêng và giá trị hàm FRF ở dạng dao động riêng thứ l, từ phương trình này với ωl, hl đã biết sẽ tính được dạng riêng $\Phi(l)$.

7.5.2.2. Phương pháp Kennedy - Pancu

Xét lân cận tần số riêng ωl ta có

$$H_{jk}(\omega) = \frac{Q_{jk}(l)}{k_l - \omega^2 m_l + ic_l\omega} = \frac{Q_{jk}(l)}{k_l}\frac{1}{(1 - \frac{\omega}{\omega_l^2}) + 2ih_l\frac{\omega}{\omega_l}} \tag{7.15}$$

Đặt $r = \omega/\omega l$, tách phần thực, phần ảo và biến đổi (7.15) trở thành:

$$\left[r.\mathrm{Re}\,H_{jk}(\omega)\right]^2 + \left[r\,\mathrm{Im}\,H_{jk}(\omega) + \frac{Q_{jk}(l)}{4h_l.k_l}\right]^2 = \left(\frac{Q_{jk}(l)}{k_l}.\frac{1}{4h_l}\right)^2$$

Đặt $x = r.R_e\,H_{jk}(\omega)$; $y = r.I_m\,H_{jk}(\omega)$, ta có đường tròn N_{yquist} biểu diễn trên hình 7.5

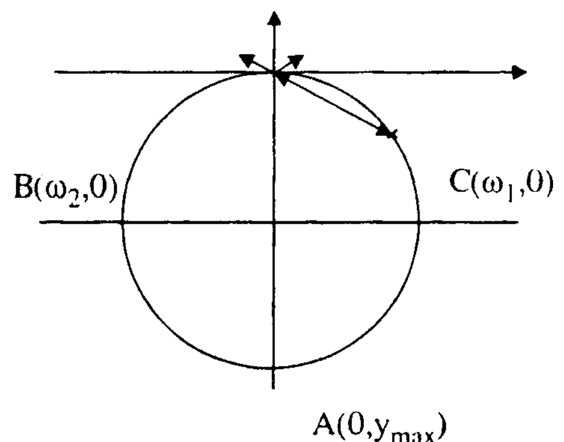
Xác định đặc trưng dao động:

$$h_l = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_l}$$

- Đường tròn cắt trục tung tại điểm ứng với tần số bằng tần số riêng.

- Hệ số cản: (ω_1, ω_2 là tần số tại B và C)

- Dạng dao động riêng được xác định tương tự phương pháp cộng hưởng hay biến đổi Q_{jk} qua y_{max}, tần số riêng và hệ số cản đã biết.



***Hình 7.5:** Đường tròn N_{yquist}*

7.5.3. Thử nghiệm cầu

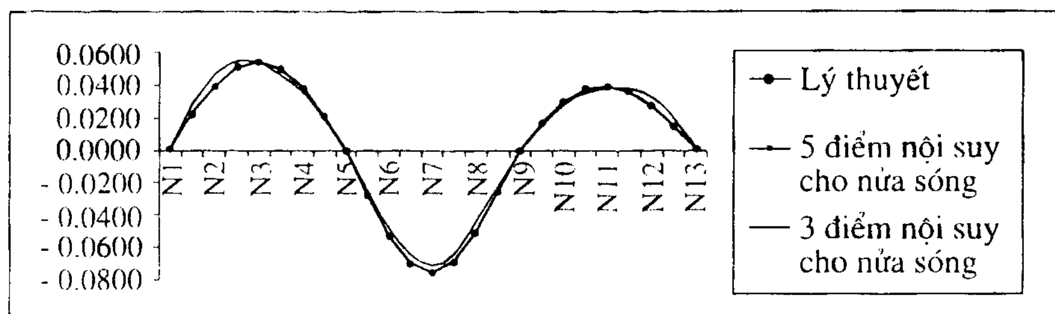
Thử nghiệm động bằng kích động rung là dạng thử nghiệm được dùng phổ biến nhất đối với cầu, tín hiệu đo được có chất lượng tốt và dễ dàng xử lý để rút ra các đặc trưng dao động. Trong thử nghiệm này cầu được kích động bằng lực điều hoà có tần số thay đổi, việc do tín hiệu vào và phản ứng của cầu được tiến hành đồng bộ và như vậy cho phép rút ra được hàm FRF.

7.5.4. Lập sơ đồ đo và xác lập vị trí gây kích động

Để xác định được các đặc trưng dao động của cầu phải xác định mạng lưới các điểm đo và vị trí gây kích động phù hợp. Vị trí đặt điểm đo là các vị trí mà biên độ dạng dao động riêng cần đo đạt giá trị lớn nhất và các vị trí dạng dao động đổi dấu, còn vị trí gây kích động là vị trí biên độ dạng dao động cần đo đạt giá trị lớn nhất. Các vị trí này được xác định qua kết quả tính toán trên mô hình lý thuyết của cầu.

7.5.5. Nội suy dữ liệu

Trong thử nghiệm chỉ có thể xác định được dạng dao động riêng tại một số hạn chế điểm đo trên cầu, tuy vậy trong một số thuật toán chẩn đoán cần phải xác định thêm giá trị của dạng dao động riêng tại các điểm bổ sung khác, vì vậy cần phải nội suy thêm giá trị dạng dao động riêng tại các điểm này. Kết quả tính toán bằng số với đa thức nội suy bậc 3 chỉ ra cần 5 điểm đo cho mỗi nửa sóng theo chiều dọc cầu để đảm bảo dữ liệu nội suy có độ chính xác cần thiết (đồ thị hình 7.8 thể hiện kết quả nội suy cho 1 dầm cầu I-40)



Hình 7.8: So sánh kết quả nội suy dạng dao động riêng

7.5.6. Trực chuẩn hoá dạng riêng

Kết quả do dạng dao động riêng thường không thoả mãn điều kiện trực giao và trong chẩn đoán dạng dao động riêng cũng cần đưa về cùng hệ quy chiếu để so sánh, vì vậy chúng phải được chuẩn hoá. Trực chuẩn hoá dạng riêng là tìm dạng riêng sao cho thoả mãn điều kiện trực chuẩn khối lượng và sai số giữa dạng riêng này với dạng riêng đo được là tối thiểu. Bài toán trực chuẩn hoá dạng riêng có dạng:

Cho ma trận dạng riêng đo được T cấp n × m (n ≥ m), ma trận khối lượng đối xứng xác định dương M(n × n), tìm ma trận X sao cho nó cực tiểu biểu thức sau:

$$\Phi = \|N.(X - T)\| = \sum_{i=1}^{n}\sum_{k=1}^{m}\left[\sum_{j=1}^{n} n_{ij}(x_{jk} - t_{jk})\right]^2$$

với $N = M^{1/2}$ và thoả mãn điều kiện trực chuẩn khối lượng $X^T.M.X = I$

m, n - số dạng dao động riêng và số các điểm đo; I - ma trận đơn vị.

Nghiệm bài toán trực chuẩn hoá dạng riêng:

Sử dụng phương pháp nhân tử Lagrange, Baruch và Itzack tìm được nghiệm đúng của bài toán có dạng X =T.(Tt.M.T)-1/2

Khi lập trình có thể sử dụng phương pháp Gradient cải tiến, kết quả chương trình tính với số liệu mẫu là phù hợp.

7.6. NHẬN DẠNG HƯ HỎNG VÀ XÂY DỰNG MÔ HÌNH THỰC TRẠNG CỦA CẦU DỰA VÀO PHÂN TÍCH DAO ĐỘNG

7.6.1. Khái niệm

Chẩn đoán kỹ thuật công trình là đánh giá tình trạng kỹ thuật và khả năng làm việc của công trình dựa trên cơ sở số liệu đo đạc và thông tin thu được hiện tại so với số liệu đã có, trong chẩn đoán bằng phương pháp dao động số liệu đó chính là các đặc trưng dao động của kết cấu (tần số riêng, dạng riêng, hệ số cản) kết hợp với các số liệu khác. Trong các nghiên cứu ở Viện KHCN GTVT, bài toán chẩn đoán kết cấu nhịp cầu bằng phương pháp dao động được xem xét trên các khía cạnh:

- Xác định kết cấu nhịp cầu đã bị hư hỏng hay chưa.
- Xác định vị trí hư hỏng của kết cấu nhịp cầu.
- Xây dựng mô hình thực trạng của kết cấu nhịp cầu.

7.6.2. Nhận dạng trạng thái hư hỏng của kết cấu nhịp cầu

Có thể sử dụng tiêu chuẩn bền vững dao động (Ewins D.J) để xem xét hư hỏng trong kết cấu. Chúng ta thấy rằng nếu kết cấu không thay đổi từ lần đo trước đến lần đo sau thì dạng dao động riêng không thay đổi, nếu kết cấu thay đổi thì dạng dao động riêng sẽ bị thay đổi. Xuất phát từ nhận xét này tương quan giữa các dạng dao động riêng ở hai trạng thái so sánh đã được sử dụng để xét hư hỏng xảy ra trong kết cấu hay chưa.

Giả sử xét dạng riêng thứ q của tập số liệu A và dạng riêng thứ r của tập số liệu B, khi đó hệ số tương quan MAC (Modal Assurance Criterion-tiêu chuẩn bền vững dạng dao động) được xác định như sau:

$$MAC(q,r)=\frac{\left(\sum_{i=1}^{N}\Phi_q^i.\Phi_r^i\right)^2}{\left(\sum_{i=1}^{N}\Phi_q^i.\Phi_q^i\right).\left(\sum_{i=1}^{N}\Phi_r^i.\Phi_r^i\right)} \tag{7.16}$$

Với N là số điểm đo, ϕ_r^i , ϕ_q^i là thành phần thứ i của dạng riêng r, q.

Giá trị MAC = 1 chỉ ra rằng hai dạng dao động được xét của hai tập dữ liệu A và B có tương quan chặt (cùng dạng dao động), còn MAC = 0 chỉ ra rằng hai dạng dao động đó không tương quan (khác dạng). Tuy vậy nếu kể đến những sai sót gặp phải trong tính toán xử lý số liệu, chẳng hạn đối với số liệu lý thuyết là sai sót do mô hình hoá kết cấu, đối với số liệu đo đạc là sai sót do nhiễu, do các giả thiết tính toán... , nên hai dạng dao động riêng so sánh được xem là cùng dạng nếu MAC > 0,9 và khác dạng nếu MAC < 0,05.

Khi sử dụng (7.16) các dạng dao động riêng tham gia tính toán không cần phải chuẩn hoá vì chúng đã tự được chuẩn hoá trong biểu thức tính toán. MAC được sử dụng khi so sánh dữ liệu của hai lần đo hoặc giữa số liệu đo và số liệu tính toán lý thuyết. Giá trị MAC có thể giúp xác định kết cấu đã có hư hỏng hay chưa, tuy vậy phương pháp này không chỉ ra được vị trí của hư hỏng trong kết cấu. Sử dụng (7.16) cho các số liệu đo trên nhịp 33m cầu Yên Bái cho thấy chưa có hư hỏng, kiểm tra bằng các phương pháp thông thường cũng cho kết quả tương tự, áp dụng với cầu I-40 cho thấy khi hư hỏng nhỏ tiêu chuẩn này không chính xác, còn khi hư hỏng lớn thì tiêu chuẩn này cho kết quả đúng.

7.6.3. Thuật toán xác định vị trí hư hỏng của cầu

Thuật toán tìm vị trí hư hỏng được xây dựng nhờ xét sự tương quan dạng dao động riêng tại các điểm đo và nghiên cứu áp dụng phương pháp ma trận lỗi.

7.6.3.1. Xác định vị trí hư hỏng bằng tương quan dạng dao động riêng tại điểm đo

Theo ý tưởng của tiêu chuẩn bền vững dao động để xét hư hỏng đã xảy ra trong kết cấu hay chưa, trong luận án đã phát triển mở rộng cho việc sử dụng tương quan giá trị của các dạng riêng tại từng điểm đo của hai trạng thái đo (hoặc đo và tính) để xem xét liệu hư hỏng có xảy ra tại vị trí được xét hay không.

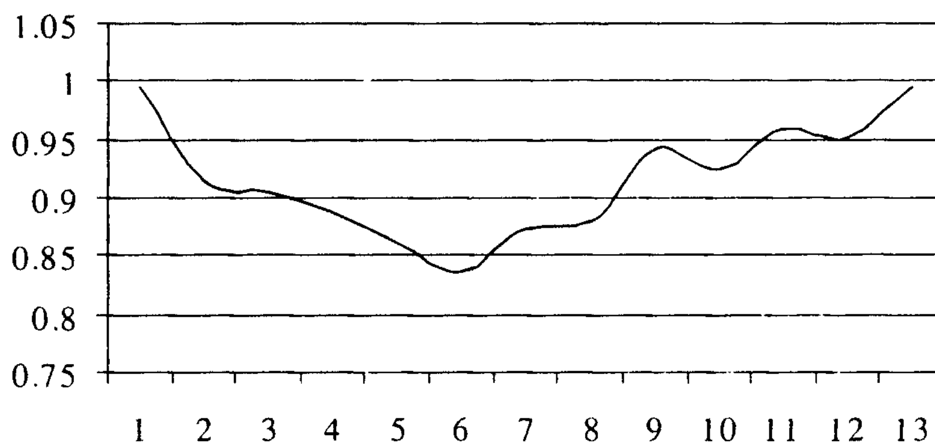
Giả sử rằng hư hỏng làm ảnh hưởng đến dạng dao động riêng nhiều nhất ở các vị trí nó xuất hiện, nghĩa là tại vị trí có xuất hiện của hư hỏng kết cấu sẽ bị yếu đi và độ lớn của dạng dao động riêng tại đó sẽ tăng lên. Như vậy so sánh tương quan giữa giá trị các dạng dao động riêng tại các vị trí đo ở hai trạng thái sẽ thể hiện nhiều nhất ảnh

hưởng này. Gọi xk(l) là giá trị dạng riêng thứ l đo được tại điểm k, và yk(l) tương ứng là giá trị dạng riêng đo được ở lần trước (hoặc tính toán lý thuyết) và giả sử có m dạng riêng được đo. Tương quan theo điểm đo của giá trị dạng riêng giữa hai trạng thái xác định bởi biểu thức:

$$R_d(k) = \frac{\left(\sum_{l=1}^{m} x_k(l).y_k(l)\right)^2}{\left(\sum_{l=1}^{m} x_k^2(l)\right).\left(\sum_{l=1}^{m} y_k^2(l)\right)} \quad (7.17)$$

Với $x_k(l)$, $y_k(l)$ là các dạng dao động riêng đã được chuẩn hoá. Giá trị gần 1 của $R_{d(k)}$ chỉ ra rằng vị trí điểm đo k không có hư hỏng và nếu $R_{d(k)}$ càng nhỏ hơn 1 thì khả năng hư hỏng tại k càng cao. Kể đến sai lệch do đo đạc và mô hình hoá kết cấu thì vị trí k được xem là có thể có hư hỏng nếu giá trị $R_{d(k)} < 0,9$ và ít có khả năng hư hỏng nếu $R_{d(k)} > 0,9$, tuy vậy giá trị 0,9 có thể được chọn tuỳ thuộc mức độ chặt chẽ của bài toán chẩn đoán.

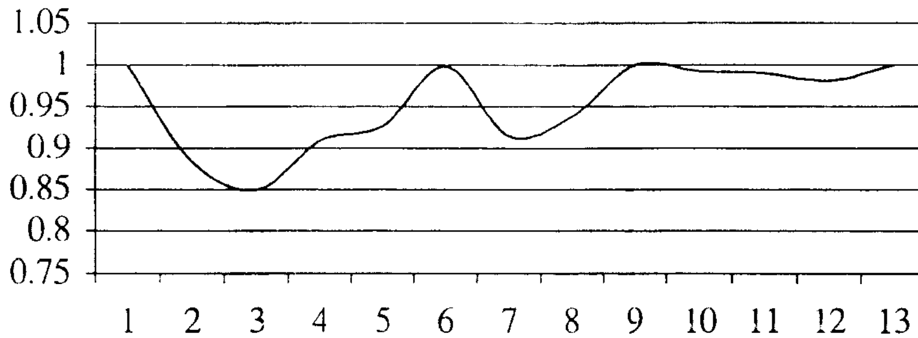
Trên đồ thị biểu diễn giá trị $R_{d(k)}$ theo k, các vị trí ứng với giá trị $R_{d(k)}$ càng xa 1 thì khả năng hư hỏng tại đó càng cao. Mặt khác giá trị cực tiểu địa phương của $R_{d(k)}$ chứng tỏ trong khu vực lân cận của điểm k dạng dao động riêng tại k bị thay đổi nhiều nhất, do vậy điểm k cũng được xem là điểm nghi ngờ có hư hỏng. Biểu diễn của $R_{d(k)}$ cho dầm bị hư hỏng của cầu I-40 với trục hoành là điểm đo còn trục tung là giá trị $R_{d(k)}$ trong trường hợp hư hỏng tạo ra bằng cách cắt dầm chủ từ trục trung hoà đến hết bản đáy dầm tại giữa nhịp (E-4) thể hiện trên hình 7.9



Hình 7.9: *Đồ thị $R_{d(k)}$ trường hợp hư hỏng E-4*

Trên đồ thị 7.9 $R_{d(k)}$ nhận giá trị nhỏ nhất tại các vị trí giữa điểm đo 6 và 7, hư hỏng thực sự xảy ra tại điểm đo 7 (giữa dầm), còn giá trị $R_{d(k)} < 0,9$ tại các điểm đo từ 4-9.

Kết hợp điều kiện giá trị tương quan $R_{d(k)} < 0,9$ với nhận xét các vị trí nhọn trên đồ thị có khả năng hư hỏng lớn hơn so với các điểm khác sẽ thu hẹp được các vị trí có thể xảy ra hư hỏng.



Hình 7.10: *Đồ thị $R_{d(k)}$ trường hợp hư hỏng E-1*

Trong trường hợp hư hỏng nhỏ, việc tìm kiếm vị trí hư hỏng bằng thuật toán này chỉ ra vị trí hư hỏng không rõ rệt. Biểu diễn của $R_{d(k)}$ cũng của dầm hư hỏng trong trường hợp hư hỏng E-1 (hư hỏng tạo ra bằng cách cắt dầm chủ 60 cm đối xứng qua trục trung hoà) cho trên hình 7.10. Trên hình 7.10 ta thấy hư hỏng thực sự ở nút 7, tuy vậy giá trị $R_{d(k)}$ chỉ ra hư hỏng ở nút 3. Nhưng nếu xét theo điểm nhọn của đồ thị thì nút 7 cũng có thể được xem là điểm nghi ngờ có hư hỏng. Phương pháp xác định vị trí hư hỏng của kết cấu nhịp cầu dựa trên tương quan giá trị dạng dao động tại điểm đo được xây dựng trên có thuật toán tính toán không quá phức tạp và nó tiếp tục ý tưởng là chẩn đoán kết cấu nhịp cầu sử dụng sự thay đổi của dạng dao động riêng.

7.6.3.1.1. Phương pháp ma trận lỗi

Phương pháp ma trận lỗi do Ewins D. J. đề xuất, ý tưởng cơ bản là xác định sự sai khác của ma trận độ cứng, xây dựng từ tần số và dạng dao động riêng, ở hai trạng thái so sánh để tìm kiếm hư hỏng. Gọi K_1 và K_2 lần lượt là ma trận cứng ở trạng thái 1 và 2, ma trận lỗi độ cứng $E = K_1 - K_2$ sẽ được xác định theo biểu thức:

$$E = K_1 . \left\{ \Phi_1 . \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \dfrac{1}{\omega_{1i}^2 . m_i} & \\ & & \ddots \end{bmatrix} . \Phi_1^T - \Phi_2 . \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \dfrac{1}{\omega_{2i}^2 . m_i} & \\ & & \ddots \end{bmatrix} . \Phi_2^T \right\} . K_2 \quad (7.18)$$

Với m_i là khối lượng quy đổi tại nút i, ω_i là tần số riêng thứ i, Φ là dạng dao động riêng.

Ma trận cứng lý thuyết và thực tế nói chung có cấp không giống nhau do đó thuật toán giảm cấp ma trận cứng Guyan được sử dụng để đưa chúng có cùng cấp, ý tưởng của thuật toán là khử các nút mà tại đó không có lực tác dụng.

7.6.3.1.2. Chẩn đoán kết cấu

Giá trị của ma trận lỗi phản ánh sự sai khác nhiều hay ít của ma trận độ cứng ở hai trạng thái so sánh, do vậy những giá trị trội của ma trận lỗi phản ánh sự thay đổi nhiều của độ cứng tại vị trí đó, đây chính là những vị trí có thể có hư hỏng. Trên đồ thị biểu diễn ma trận lỗi với hai trục toạ độ là các vị trí đo và trục còn lại là giá trị ma trận lỗi, những điểm nhọn trên đồ thị này là những điểm cần quan tâm xem xét.

Vấn đề phức tạp nhất của phương pháp ma trận lỗi là rút gọn ma trận cứng, luận án đề nghị đánh số nút trên mô hình tính toán của cầu lần lượt tại các vị trí đặt điểm đo, sau đó đánh tiếp cho các vị trí còn lại. Khi đó trong ma trận cứng tổng quát các khối ma trận sẽ được tách tự động để dễ dàng hơn trong tính toán. Phương pháp này đã được áp dụng để tính cho dầm giản đơn với 1 vị trí hư hỏng giả định, kết quả tính toán chỉ ra 2 vị trí hư hỏng trong đó có 1 vị trí chỉ ra đúng.

7.6.4. Xây dựng mô hình thực trạng của cầu

7.6.4.1. Khái niệm về cập nhật mô hình

Quá trình điều chỉnh một số tham số của cầu về các đặc trưng vật liệu, hình học hay điều kiện liên kết để sao cho có sự phù hợp giữa các đặc trưng dao động đo đạc và tính toán trên mô hình lý thuyết gọi là xây dựng mô hình thực trạng của cầu hay cập nhật mô hình (model updating). Có hai phương pháp được xem xét là phương pháp trực tiếp và thống kê.

7.6.4.2. Phương pháp trực tiếp

Phương pháp trực tiếp thực hiện điều chỉnh, thay đổi các đặc trưng hình học, vật liệu hay điều kiện liên kết ở các phần tử của mô hình tính toán của cầu, thích hợp với các dạng hư hỏng quan sát và số liệu đo đạc trên các bộ phận kết cấu tại hiện trường mà sự điều chỉnh này chủ yếu dựa vào trình độ, kinh nghiệm của kỹ sư chẩn đoán. Khi tiến hành xây dựng mô hình thực trạng của cầu theo phương pháp này các yếu tố được chú ý là đặc trưng hình học thực của các bộ phận và các hư hỏng thu được khi khảo sát cầu, tính chất thực của vật liệu, sự sai lệch của tần số và dạng dao động riêng đo đạc và lý thuyết tương ứng, những đặc điểm bất thường của số liệu đo. Vì những hư hỏng của cầu rất đa dạng về vị trí, mức độ và có những hư hỏng không định lượng chính xác được, nên quá trình điều chỉnh phải tiến hành nhiều lần cho đến khi các đặc trưng dao động tính trên mô hình của một số dạng đầu tiên gần với số liệu đo tương ứng thì mô hình được xem như đã mô tả đúng trạng thái kết cấu. Cập nhật mô hình theo phương pháp trực tiếp mang nhiều yếu tố kinh nghiệm, nhưng đây lại được xem là phương pháp đơn giản và có hiệu quả trong thực tế. Tuy nhiên cơ sở lý luận của việc điều chỉnh mô hình lý thuyết dựa trên kết quả khảo sát, đo đạc và các tiêu chuẩn để xác định sự phù hợp giữa các đặc trưng dao động lý thuyết và thực nghiệm như đã nêu ở trên đã không được đưa ra một cách rõ ràng.

7.6.4.3. Phương pháp thống kê

Phương pháp thống kê do Adams R.D. và Cawley P. đề xuất đầu tiên, theo phương pháp này thư viện các đặc trưng dao động lý thuyết ứng với nhiều bộ hư hỏng giả định của một loại cầu nhất định sẽ được tính toán từ trước, khi có kết quả đo thực tế người ta sẽ lựa chọn mô hình lý thuyết phù hợp trong thư viện (hoặc xác nhận là không có mô hình nào trong thư viện phù hợp) theo tiêu chuẩn tìm kiếm nào đó. Thực chất của phương pháp là tìm nghiệm của bài toán ngược trong thư viện các bài toán xuôi, thư viện này được xây dựng trên cơ sở hư hỏng thường gặp của cầu trong thực tế.

Trong nghiên cứu của Viện KHCN GTVT đã đề xuất tiêu chuẩn tìm kiếm mô hình phù hợp trong thư viện mô hình hư hỏng lý thuyết trên cơ sở so sánh tương quan dạng dao động riêng. Gọi $x_i(j)$ ($i = 1,m$) là dạng riêng thứ i đo được tại điểm j ($j = 1,n$), ở đây n là số điểm đo, m là số các dạng riêng đo được, $y_{kl}(j)$ ($l = 1,m$) là dạng riêng lý thuyết thứ l tính được tại điểm j ứng với kết cấu với bộ hư hỏng thứ k. Tương quan giữa x_i và y_{kl} có dạng:

$$R(x_i, y_{kl}) = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n} x_i(j).y_{kl}(j)\right)^2}{\sum_{j=1}^{n} x_i^2(j).\sum_{j=1}^{n} y_{kl}^2(j)} \qquad (7.19)$$

với $i = 1,..,m$; $l = 1,..,m$, $k = 1,..p$ (p là tổng số bộ hư hỏng lý thuyết).

Rõ ràng nếu kết cấu với bộ hư hỏng lý thuyết thứ k là kết cấu thực thì:

$$R(x_i, y_{kl}) = \begin{cases} 1 & i = l \\ 0 & i \neq l \end{cases} \qquad (7.20)$$

Biểu thức (7.11) là tiêu chuẩn lựa chọn mô hình lý thuyết trong thư viện dữ liệu hư hỏng. Tuy vậy nếu kể đến những sai sót do đo đạc, xử lý số liệu thực nghiệm và sự không chính xác trong mô hình hoá kết cấu thì điều kiện (7.11) trở thành:

$$R(x_i, y_{kl}) = \begin{cases} \geq 0.9 & i = l \\ < 0.1 & i \neq l \end{cases} \qquad (7.21)$$

Sử dụng (7.20) các dạng dao động riêng không đòi hỏi phải chuẩn hoá vì chúng đã tự chuẩn hoá trong quá trình tính toán. Giá trị 0,9 và 0,1 của (7.21) cũng có thể thay đổi theo mức độ chặt chẽ của bài toán. Nếu tất cả các dạng dao động riêng trong thư viện đều không thoả mãn (7.21) thì có nghĩa là không có mô hình lý thuyết nào của kết cấu trong thư viện hư hỏng tương ứng với kết cấu thực, như vậy cần phải xây dựng mô hình

phần tử hữu hạn mới ứng với trường hợp hư hỏng này. Quá trình thực hiện trên tương đối đơn giản trong thuật toán, có thể sử dụng để tìm kiếm vị trí và mức độ hư hỏng của cầu và sẽ tự nó làm phong phú thêm thư viện dữ liệu hư hỏng với một loại cầu cụ thể.

7.6.5. Trình tự chẩn đoán kết cấu nhịp cầu bằng phương pháp phân tích dao động

7.6.5.1. Khi thực hiện kiểm tra thường xuyên cầu

Thử nghiệm xác định các đặc trưng dao động ở trạng thái ban đầu của cầu (trạng thái "0"), sau chu kỳ thời gian nhất định sẽ tiến hành đo đạc thử nghiệm lại cầu và so sánh tương quan dạng dao động riêng (sử dụng MAC) để xác định có dấu hiệu hư hỏng với cầu hay chưa.

7.6.5.2. Khi chẩn đoán kết cấu nhịp cầu

Trình tự thực hiện chẩn đoán kết cấu nhịp cầu bằng phương pháp phân tích dao động chủ yếu dựa vào sự thay đổi của dạng dao động riêng. Các bước chính của trình tự này là lập mô hình tính toán của kết cấu nhịp cầu, xác định các đặc trưng dao động lý thuyết, thử nghiệm và xác định các đặc trưng dao động thực nghiệm, tìm kiếm hư hỏng, xây dựng mô hình thực trạng của cầu và tính toán khả năng chịu lực của cầu trên mô hình này.

Chương 8

MỘT SỐ KỸ THUẬT NỘI SOI ĐỂ CHẨN ĐOÁN KẾT CẤU

Trong kết cấu cũ thường có những khuyết tật ẩn giấu mà không nhận biết được như các vết nứt, vết rỗ, vết rỗng xốp bên trong bêtông, trong mối hàn. Các loại máy dò khuyết tật ẩn giấu được phát triển ngày càng hiện đại nhưng đều dựa trên các nguyên lý chung của các phương pháp âm thanh, phương pháp từ trường, phương pháp phóng xạ và tia Rơnghen.

8.1. PHƯƠNG PHÁP ÂM THANH

Phương pháp này sử dụng sóng đàn hồi ở dải tần rộng. Tuỳ theo tần số dao động đàn hồi có thể phân loại:

- Sóng hạ âm (tần số 20Hz).
- Sóng âm thanh nghe được (tần số 20 Hz đến 20 kHz).
- Sóng siêu âm (tần số từ 20 kHz trở lên).

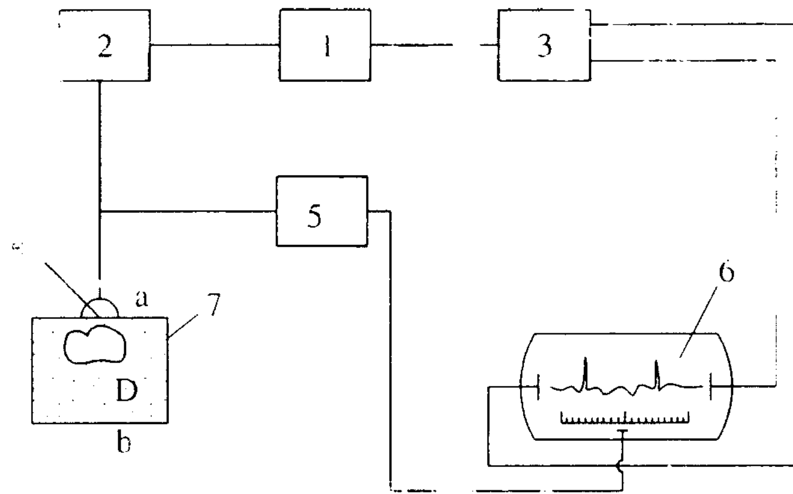
Nhưng chỉ có sóng âm thanh và siêu âm là dùng được trong công tác chuẩn đoán bên trong. Các sóng đàn hồi ở dải tần siêu âm có thể được phát ra liên tục hoặc ngắt quãng từng xung. Siêu âm có thể áp dụng cho kiểm tra không phát huy mẫu đối với các bộ phận kết cấu làm bằng bất cứ loại vật liệu nào. Để phát hiện khuyết tật ẩn giấu phải căn cứ vào sự phản xạ và khuếch tán của các sóng siêu âm khi gặp sự bất thường trên con đường mà sóng đi qua (ví dụ đó là các lỗ rỗng. các vết nứt ngầm, các chỗ bị phân lớp v.v...) hoặc khi đi qua môi trường không đồng chất.

Tần số siêu âm thông dụng trong chẩn đoán là từ 0,5 đến 255 MHz. Có thể đo sóng xuyên hoặc sóng phản xạ từ bề mặt.

Trên hình 8.1 giới thiệu sơ đồ khối của máy dò khuyết tật đơn giản hoạt động theo nguyên lý tiếng vọng âm.

Để kích động những dao động đàn hồi có thể dùng các bộ cảm biến kiểu áp điện hoặc kiểu từ điện. Muốn cho sóng siêu âm từ đầu dò đến bề mặt kết cấu một cách thuận lợi cần phải bôi mỡ công nghiệp lên chỗ tiếp xúc.

Các khuyết tật ẩn giấu bên trong kết cấu thép và kết cấu BTCT thường được phát hiện bằng phương pháp âm vọng hoặc phương pháp xung. Trên hình 8.1 giới thiệu sơ đồ của một thiết bị âm vọng đơn giản.



Hình 8.1. *Sơ đồ khối của máy đo khuyết tật*
a) Bề mặt truyền sóng âm; b) Bề mặt đối diện; D- Khuyết tật
1- Bộ đồng bộ dao động; 2- Bộ phát xung; 3- Bộ phát quét
4- Đầu dò vừa thu vừa phát; 5- Máy thu; 6- Bộ chỉ thị màn hình; 7- Kết cấu bêtông

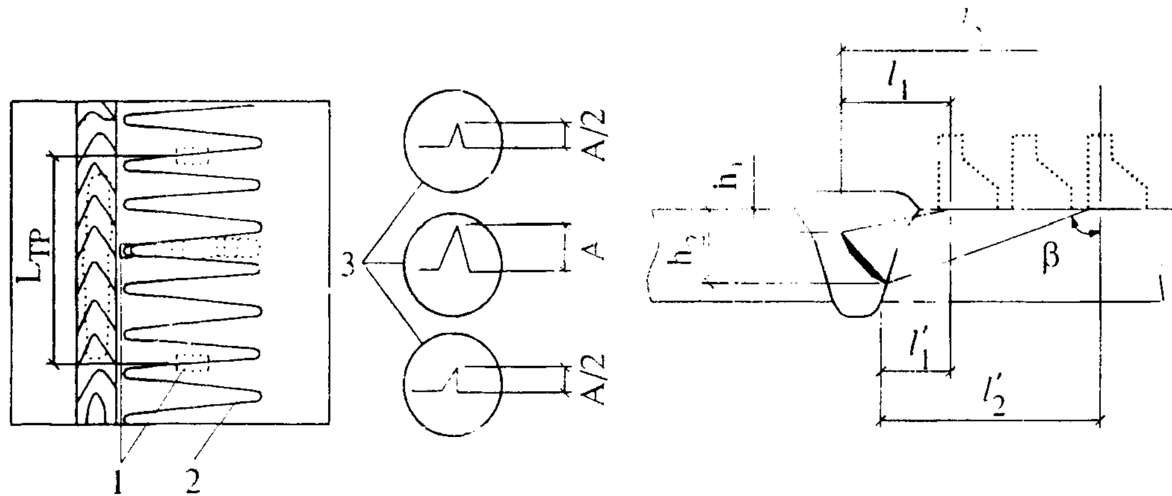
Nếu trên đường đi qua của tín hiệu siêu âm gặp một khuyết tật như lỗ rỗng chẳng hạn thì sức cản âm đó sẽ khác với sức cản bình thường của vật liệu kết cấu này, gây ra các đỉnh nhọn trên màn hình hiện sóng. Sau khi đo được thời gian, tốc độ và hướng đi của sóng siêu âm chúng ta có thể suy đoán vị trí và độ lớn của lỗ rỗng ẩn giấu. Căn cứ vào sự biến đổi đột ngột của tốc độ truyền sóng siêu âm trong các phần khác nhau của kết cấu chúng ta có thể suy đoán được về mật độ bêtông, các vết nứt v.v...

Các khuyết tật và hư hỏng trong mối hàn có thể phát hiện bằng máy siêu âm bằng các đầu dò hình lăng trụ đặt sao cho phát ra các sóng nghiêng 30° - 60° (hình 8.2). Dùng tay đưa đầu dò và trên mối hàn theo một quỹ đạo hiện sóng như hình vẽ thể hiện. Khi đến chỗ có khuyết tật thì trên màn hình sẽ hiện lên xung nhô cao, đồng thời máy phát ra tín hiệu ánh sáng và còi báo động. Để xác định đường biên bao quanh khuyết tật phải dùng tay đưa đầu dò rà quét theo các hướng khác nhau từ vị trí mà tương ứng với đỉnh nhọn trông thấy trên màn hình cho đến lúc nào mà biên độ A của xung trên màn hình giảm xuống còn một nửa so với lúc đầu. Vị trí lúc đó của đầu dò sẽ tương ứng với một điểm trên biên bao quanh khuyết tật.

Phương pháp xung siêu âm cũng có thể dùng rất tiện lợi để theo dõi lâu dài sự biến động của cấu trúc và cường độ bêtông.

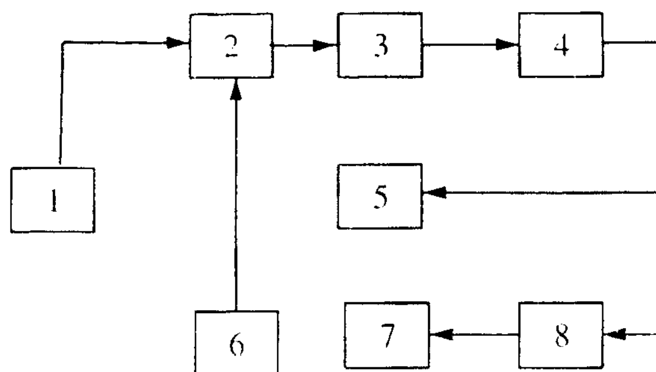
Phương pháp phát xạ âm thanh được dùng để phát hiện các khuyết tật và hư hỏng ẩn giấu, để thu lượm thông tin về các quá trình diễn ra bên trong vật liệu v.v... Phương pháp này dựa trên sự ghi nhận các sóng âm thanh xuất hiện trong vật thể cứng khi biến dạng dẻo và có các vết nứt. Thực chất của phương pháp như sau. Trên bề mặt kết cấu đặt một vài đầu dò có khả năng nhạy cảm đối với các biến dạng trượt hoặc các sóng bề

mặt, hoạt động ở tần số 1-3 MHz. Trong quá trình chịu lực sẽ xuất hiện các biến dạng lớn trong kết cấu và vết nứt. Điều này thể hiện qua sự phản xạ của sóng ứng suất có đặc tính xung. Sóng này được đi, đầu dò thu nhận và từ đó ta có thể đoán ra được khuyết tật hay hư hỏng.



***Hình 8.2.** Sơ đồ xác định hư hỏng trong mối hàn*
1- Đầu dò; 2- Quỹ đạo rà quét của đầu dò;
3- Đặc tính xung hiện trên màn hình ứng với các vị trí đã vẽ của đầu dò.

Trên hình 8.3 nêu sơ đồ nguyên lý của máy phản xạ âm thanh. Đầu dò 1 thu sóng phản xạ, truyền qua bộ khuếch đại 2 rồi đi vào bộ lọc điện tử 3 để tách tín tần số thấp, sau đó đi đến bộ khuếch đại 4 rồi rẽ 2 nhánh, một nhánh vào khối điều chỉnh 5, một nhánh vào bộ tách sóng 8. Từ bộ tách sóng 8 tín hiệu đi vào bộ ghi lên băng từ 7. Nguồn cung cấp điện là 6.



***Hình 8.3.** Sơ đồ khối của thiết bị phản xạ âm thanh*
1- Đầu dò; 2- Bộ tiền khuếch đại;
3- Bộ lọc điện tử; 4- Bộ khuếch đại;
5- Khối điều chỉnh; 6- Nguồn điện;
7- Thiết bị ghi băng từ;
8- Bộ tách sóng

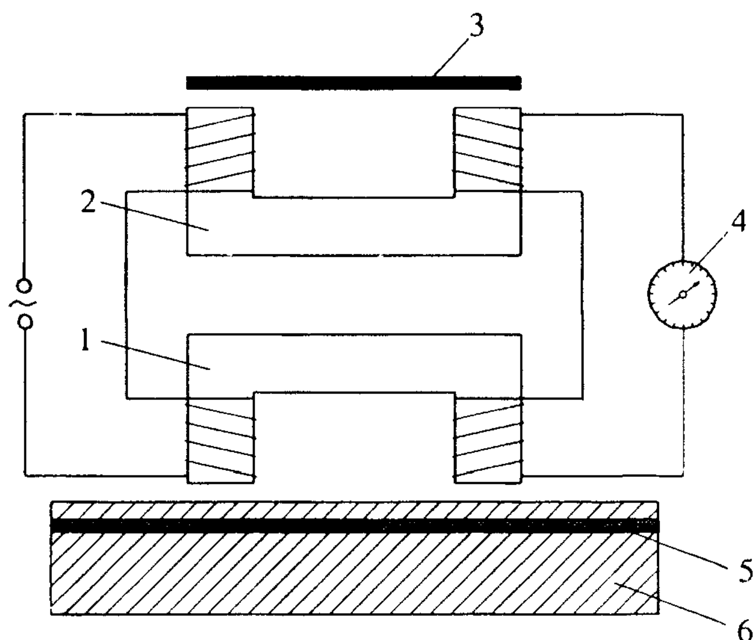
8.2. CƠ SỞ CÁC PHƯƠNG PHÁP TỪ TRƯỜNG

Phương pháp này dùng để phát hiện khuyết tật và hư hỏng ẩn giấu trong các vật liệu có thể nhiễm từ, xác định độ dày lớp bêtông bảo hộ cho cốt thép, đo độ dầy lớp sơn phủ kết cấu thép v.v... Nguyên lý của phương pháp này dựa vào sự phát triển mức độ biến đổi của dòng từ đi qua vật thể. Các bột sắt hoặc dung dịch bột sắt trộn dung môi (ví dụ dầu

hoả) được bôi lên bề mặt kết cấu. Dưới tác động của từ trường ở nơi có sắt sẽ phân bố theo một dạng khác thường ở nơi có khuyết tật hay hư hỏng ẩn giấu bên dưới.

Một phương pháp khác có hiệu quả hơn là dùng các đầu dò kiểu từ điện có lõi pherít và dây đồng cuốn quanh. Từ trường được tạo ra sẽ có dạng chữ U như hình vẽ 8.4. Khi dùng tay và quét đầu dò trên bề mặt kết cấu, bằng cách đó sức điện động có thể suy đoán về khuyết tật trong kết cấu.

Sơ đồ thiết bị vẽ trên hình 8.4 để xác định vị trí cốt thép nằm trong bêtông, đo chiều dầy lớp bêtông bảo hộ và đo đường kính cốt thép đó. Bộ cảm biến từ điện 1 được đưa rà quét trên bề mặt kết cấu BTCT. Trong hộp máy của thiết bị còn có một bộ cảm biến 2 tương tự nhưng thêm tấm rung nhiễm từ 3, có tác dụng thay đổi độ cản kháng khi ta điều chỉnh cân bằng sơ đồ. Tuỳ theo mức độ xa gần từ bộ cảm biến 1 đến thanh cốt thép nằm sâu trong bêtông mà mức độ dầy, lớp bêtông bảo hộ và đường kính cốt thép khác nhau. Dùng tay đưa đầu dọc theo cốt thép đến chỗ phát hiện thấy vị trí số đo nhỏ nhất thì đó là điểm giao nhau của hai thanh cốt thép.



Hình 8.4. *Thiết bị kiểu điện cảm để dò cốt thép và đo chiều dày bêtông bảo hộ*
1-Bộ cảm biến ngoài (đầu dò);
2- Bộ cảm biến trong hộp máy;
3- Bản để điều chỉnh cảm kháng;
4- Đồng hồ đo sức điện động;
5- Thanh cốt thép;
6- Cấu kiện BTCT

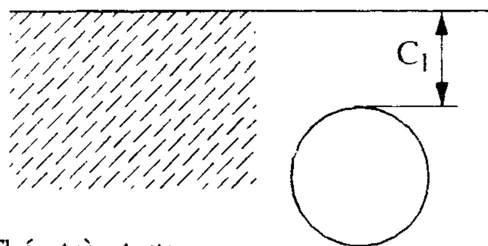
8.3. PHƯƠNG PHÁP ĐIỆN TỪ ĐỂ DÒ CỐT THÉP

Phương pháp điện từ có thể dùng để xác định chiều dày lớp bêtông bảo vệ, vị trí và đường kính của cốt thép đặt trong bêtông

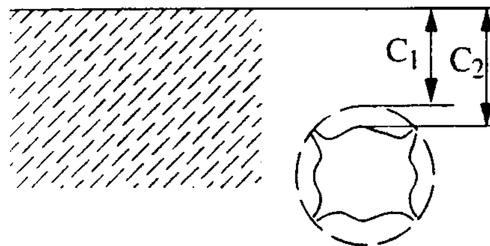
8.3.1. Các định nghĩa

- Chiều dày thực của lớp bêtông bảo vệ: khoảng cách nhỏ nhất, C_1, giữa bề mặt của bêtông và bề mặt của cốt thép (xem hình 8.5).

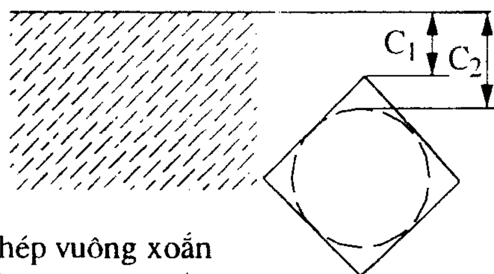
- Chiều dài chỉ thị của lớp bảo vệ: khoảng cách giữa bề mặt của bêtông và một bề mặt danh nghĩa của thanh cốt thép được khảo sát, như chỉ ra trên hình 8.5.



a- Thép tròn trơn
Chiều dày chỉ thị $C_m = C_1$



b- Thép tròn có gờ
Chiều cao gân xoắn nhỏ
Chiều dày chỉ thị $C_m = C_2$
C_2: Khoảng cách lớn nhất giữa bề mặt bêtông và bề mặt cốt thép



c- Thép vuông xoắn
Chiều cao gân xoắn lớn
Chiều dày chỉ thị $C_m = 0,5 \times (C_1 = C_2)$

Hình 8.5: *Các ví dụ điển hình về lớp bêtông bảo vệ cốt thép*

8.3.3. Thiết bị

Có hai dạng máy đo dùng nguồn pin (ắc quy) hoặc nguồn điện xoay chiều thông dụng:

- Máy đo với chỉ thị dạng kim chỉ
- Máy đo với chỉ thị số

Máy đo có những bộ phận chính như: đầu dò, bộ hiển thị và cáp nối giữa hai bộ phận này. Khi đầu dò được di chuyển nhẹ nhàng và luôn giữ tiếp xúc trên bề mặt bêtông, bộ hiển thị sẽ chỉ ra sự có mặt của cốt thép bằng các tín hiệu số hoặc kim chỉ thị.

Để đọc được trực tiếp chiều dày chỉ thị của lớp bảo vệ cốt thép, thang đo phải được hiệu chuẩn. Độ chính xác của phép đo chiều dày lớp bêtông bảo vệ trên dải đo của máy khi hiệu chuẩn cần đạt ± 5% hoặc ± 2mm.

Bảng 8.1: Tính năng kỹ thuật một số máy đo thông dụng (trích TCXD)

Tên máy	Nước sản xuất	Dạng nguồn cấp	Trọng lượng (kg)	Bộ phận chỉ thị	Dải đo và độ chính xác
1.IZC-3; IZC-10H	CHLB Nga	DC-9Vôn	4,5	Đồng hồ chỉ thị	Chiều dày từ 0 đến 50mm Đường kính từ 6 đến 16mm
2.PROFR-METER	Thụy Sĩ	DC-9Vôn	2	Màn hình tinh thể lỏng, hiển thị số	Chiều dày từ 0 đến 300mm Đường kính từ 2 đến 45mm
3.PROFOR-METER E0490	Pháp	DC&AC	4	Màn hình hiển thị số	Chiều dày từ 0 đến 200mm Đường kính từ 6 đến 40mm

8.3.4. Hiệu chuẩn máy

Cần thường xuyên kiểm tra máy đo trong phòng thí nghiệm nhằm đảm bảo độ chính xác của các số đọc trên thang đo đã được hiệu chuẩn. Số lần kiểm tra phụ thuộc vào chỉ dẫn của nhà sản xuất và điều kiện sử dụng của máy đo, nhưng ít nhất cũng phải thực hiện sáu tháng một lần. Ngày tháng hiệu chuẩn được lập thành hồ sơ và giữ kèm với máy.Việc hiệu chuẩn này cần thể hiện là tất cả các số đọc thu được qua các phép đo của máy đều nằm trong giới hạn về độ chính xác đã nêu trong mục 8.3. Các thiết bị không đạt yêu cầu đó phải gửi lại cho nhà sản xuất để hiệu chỉnh. Hầu hết các thiết bị đo đang sử dụng đều là loại dùng nguồn ắc quy, song cũng có loại thiết bị dùng được cả bằng điện xoay chiều, lúc đó việc hiệu chuẩn cần được thực hiện cho từng loại nguồn cấp năng lượng. Nếu có nhiều loại đầu dò khác nhau được sử dụng cùng với một máy đo, thì cần tiến hành hiệu chuẩn cho tất cả các loại đầu dò đó. Có thể tiến hành việc hiệu chuẩn máy trong phòng thí nghiệm theo 3 cách dưới đây:

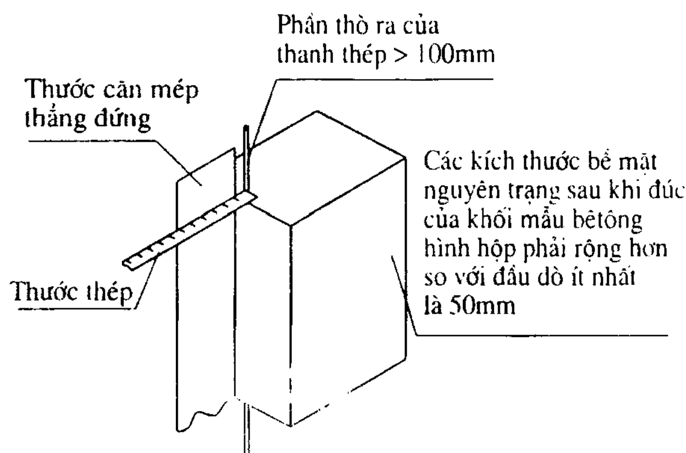
8.3.4.1. Hiệu chuẩn máy trên mẫu chuẩn

a) Mẫu chuẩn là 1 mẫu bêtông hình hộp có đặt trong đó một thanh thép thẳng tròn trơn, sạch, với chủng loại xác định do nhà sản xuất máy cung cấp hoặc do người dùng máy tự chế tạo. Thanh thép được đặt lệch tâm trong khối mẫu bêtông hình hộp để tạo ra các giá trị chiều dày lớp bêtông bảo vệ khác nhau, khi đo từ các mặt bên đến thanh thép. Nhờ vậy, có thể hiệu chuẩn nhiều dải đo của thiết bị mà nhà sản xuất đưa ra.

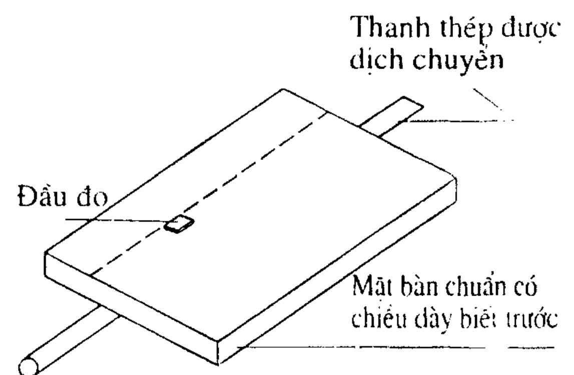
b) Chiều dày tối thiểu của lớp bảo vệ là 12mm (xem hình 8.2). Nếu muốn kiểm tra các chiều dày bảo vệ nhỏ hơn thì áp dụng đề mục 8.3.4.2 và 8.3.4.3

c) Các bề mặt mẫu phải phẳng, nhẵn; không được sai lệch quá ±0,5mm

d) Bêtông mẫu chuẩn phải được sử dụng ximăng pooc-lăng với hàm lượng từ 300 đến 400 kg/m^3 và cốt liệu không có các tính chất nhiễm từ. Không được sử dụng bất kỳ loại phụ gia nào trong bêtông. Trong quá trình đổ bêtông phải chú ý để không làm cong thanh cốt thép



Hình 8.6a: *Các phép đo chiều dày lớp bêtông bảo vệ trên mẫu chuẩn để hiệu chuẩn máy đo*



Hình 8.6b: *Hiệu chuẩn máy đo trên mặt bàn chuẩn có chiều dày biết trước*

e) Sau khi bảo dưỡng và tháo khuôn cho mẫu thử, chiều dày bảo vệ thực của lớp bêtông đo bằng thước thép từ các mặt bên ở 2 đầu của khối mẫu đến bề mặt thanh thép phải đạt độ chính xác ± 0,5mm. Nếu hai lần đo từ một bề mặt tới thanh thép khác nhau quá 1mm, thì giá trị trung bình của chúng được coi là chiều dày thực của lớp bảo vệ. Còn nếu sự chênh lệch này vượt quá 1mm thì cần phải đúc mẫu khác.

f) Tiến hành đo bằng máy theo những chỉ dẫn của nhà sản xuất để đo chiều dày lớp bêtông bảo vệ cốt thép trên tất cả các bề mặt song song với thanh thép đó, so sánh với chiều dày thực để hiệu chuẩn máy.

g) Nếu cần có các thang đo riêng cho nhiều cỡ thanh, nên tiến hành trước quy trình hiệu chuẩn bằng các mẫu chuẩn có đặt các thanh với từng loại đường kính đại diện. Trong mỗi trường hợp, các giá trị chiều dày bảo vệ thực của thanh thép tính từ 4 mặt bên của khối mẫu phải bao gồm hết phạm vi làm việc của thiết bị đo do nhà sản xuất đưa ra. Phạm vi đo này được chỉ thị trên thang đo tương ứng.

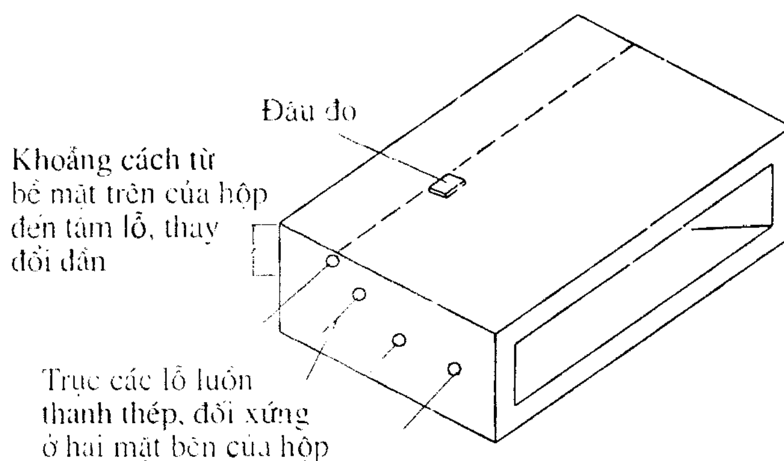
8.3.4.2. Hiệu chuẩn máy trên bàn chuẩn

a) Bàn chuẩn có kích thước tối thiểu là 160mm × 200mm, chiều dày ≥ 5mm có bề mặt phẳng nhẵn không sai lệch quá ±0,5mm và được làm bằng vật liệu không nhiễm từ. Di chuyển một thanh thép ngang qua sát dưới một mặt bàn về phía đầu dò đặt cố định trên mặt bàn đó và so sánh chiều dày của mặt bàn với số đọc trên thang đo tương ứng của thiết bị (xem hình 8.7)

b) Cần chú ý là mặt trên của bàn, trong vùng gần với đầu dò, không được có các vật liệu kim loại như đinh hoặc ốc, vít. Đầu dò cần phải song song với thanh thép và khi tiến hành đọc kết quả thì cả đầu dò lẫn thanh thép phải được giữ ổn định. Sai số không được phép vượt quá các giá trị như đã đề cập đến trong mục 8.3.4.1.

8.3.4.3. Hiệu chuẩn máy trên hộp chuẩn

a) Khoan các lỗ thẳng góc vào hai bề mặt đối diện nhau của một cái hộp bằng vật liệu không nhiễm từ để cho một thanh thép, như đã mô tả trong mục 8.3.4.1, có thể đặt nằm ngang ở các khoảng cách khác nhau tính từ trên xuống. Đầu dò được đặt phía trên tuyến các lỗ và các chiều dày bảo vệ đo thực tế được so sánh với các số đọc trên thang đo tương ứng của thiết bị đo (xem hình 8.4)



Hình 8.7: *Hiệu chuẩn máy trên hộp chuẩn*

Cần chú ý phía trong hộp ở vùng gần với đầu dò không được có các vật liệu kim loại như đinh hoặc ốc, vít. Đầu dò phải song song với thanh thép và cả đầu dò lẫn thanh thép phải được giữ ổn định khi tiến hành đọc kết quả. Sai số không được phép vượt quá các giá trị như đã đề cập đến trong mục 8.3.4.1.

8.3.5. Phương pháp đo

8.3.5.1. Công tác chuẩn bị

Bật máy và điều chỉnh để cho kim chỉ trên mặt thang đo (các thiết bị dạng kim chỉ thị) nằm trùng vào một vạch chuẩn nhất định mà nhà sản xuất thiết bị đã quy định (chỉnh mốc 0 cho thiết bị). Đối với các thiết bị đo dạng chỉ thị số, cần phải tuân theo chỉ dẫn của nhà sản xuất về việc chuẩn bị máy đo trước khi làm việc.

Trong mọi trường hợp, việc chỉnh mốc 0 cho thiết bị cần được thực hiện khi đầu dò đặt ở xa khỏi bề mặt của cấu kiện BTCT và sao cho các ảnh hưởng bên ngoài lên đầu dò là nhỏ nhất. Tránh việc dịch chuyển nhanh đầu dò vì điều này có ảnh hưởng tới sự chỉ thị máy. Sau khi bật máy một khoảng thời gian, do nhà sản xuất quy định, để sấy máy thì mới tiến hành điều chỉnh máy ở các bước tiếp theo. Không được lấy số liệu khi sự hiệu chỉnh mốc 0 chưa ổn định. Trong quá trình đo phải thường xuyên kiểm tra lại mốc 0 của máy. Với các thiết bị đo chiều dày chạy bằng pin, ngoài việc kiểm tra về tình trạng làm việc của nguồn lúc ban đầu còn phải thực hiện kiểm tra thường xuyên trong quá trình đo. Sau đó, đầu dò được di chuyển áp sát trên bề mặt của cấu kiện bêtông để kiểm tra sự có mặt của cốt thép. Máy đo sẽ có chỉ thị để người sử dụng biết là có cốt thép phía dưới bề mặt bêtông và nằm trong giới hạn đo của thiết bị.

8.3.5.2. Hiệu chuẩn máy đo ở hiện trường

Cần phải tiến hành việc hiệu chuẩn máy đo ở hiện trường bằng cách sử dụng một trong các phương pháp đã mô tả ở mục 4 cho các thang đo tương ứng. Điều này đặc biệt quan trọng khi các loại cốt thép ở hiện trường khác với loại đã dùng cho việc hiệu chuẩn trong phòng thí nghiệm. Trong những trường hợp hiệu chuẩn ở hiện trường chưa đảm bảo hoặc các thanh cốt thép có kích cỡ nằm ngoài phạm vi thang đo, hoặc bêtông của kết cấu khác với bêtông đúc mẫu sẽ gây ảnh hưởng đáng kể đến các kết quả đo, cần thiết phải tiến hành việc hiệu chỉnh theo một trong hai phương pháp sau đây:

a) Khoan hoặc đục mở các lỗ thử từ trên bề mặt bêtông cho tới các thanh thép ở các vị trí tương ứng với các giá trị chiều dày lớp bảo vệ cốt thép trong kết cấu là lớn nhất, nhỏ nhất và một vài giá trị trung gian, theo như chỉ thị của máy. Cần chú ý để không làm hư hại đến cốt thép. Sau đó, đo khoảng cách từ thanh cốt thép đến bề mặt bêtông tại từng điểm đã khoan. Đồng thời dùng thiết bị đo chiều dày cùng với thang đo quy đổi tuyến tính để đo ở từng vị trí và thiết lập một biểu đồ chuẩn. Cuối cùng tính toán chiều dày lớp bêtông bảo vệ, kiểm tra ở ngoài hiện trường, nhờ việc sử dụng các số đọc trên thang quy đổi tuyến tính và biểu đồ chuẩn này.

Thực hiện việc hiệu chuẩn được mô tả trong mục 8.4, trong đó sử dụng các thanh mẫu có chủng loại và đường kính biết trước, đồng thời các đặc tính của bêtông cũng như của cốt thép dùng chế tạo mẫu phải tương tự như các đặc tính của vật liệu tương ứng đã dùng đối tượng cần kiểm tra. Dùng thang đo quy đổi tuyến tính để lập một biểu đồ chuẩn.

Phương pháp a thường được áp dụng nhiều cho công tác khảo sát ngoài hiện trường, còn phương pháp b thích hợp hơn cho quá trình sản xuất, như trong sản xuất các cấu kiện bêtông đúc sẵn. Đôi khi, cũng có thể lợi dụng việc cốt thép bị hở hoặc các đầu của cốt thép bị thò ra ngoài để kiểm tra lại sự làm việc của thiết bị đo.

8.3.5.3. Kiểm tra trên bêtông

Chuẩn bị vị trí kiểm tra trên cấu kiện BTCT: Bề mặt bêtông của vùng kiểm tra cần phẳng và nhẵn, những chỗ gồ ghề cần mài phẳng bằng máy mài cầm tay.

Cách xác định vị trí và đường kính cốt thép:

Đầu dò được dịch chuyển một cách có hệ thống trên mặt bêtông và tại vị trí cốt thép được chỉ ra, đầu dò được đi cho tới khi ở đó chỉ thị máy thể hiện là đã đạt đến giá trị cực đại của trường điện từ. Trục của cốt thép được xác định là nằm trong mặt phẳng chứa đường thẳng đi qua tâm đầu dò. Trong các điều kiện lý tưởng, khi các yếu tố hiện trường không ảnh hưởng nhiều đến số đọc của máy thì khi biết được đường kính thanh thép, có thể đo được chiều dày lớp bảo vệ, ngược lại, nếu biết được chiều dày lớp bảo vệ, có thể xác định được đường kính cốt thép.

Đối với máy đo chỉ thị số và có các đầu dò đường kính: sau khi xác định được vị trí trục thanh thép bằng đầu dò vị trí (Spot Probe), sử dụng đầu dò đường kính để tiến hành đo theo chỉ dẫn của nhà sản xuất máy. Khi đã xác định được đường kính thanh thép, sử dụng lại đầu dò vị trí để xác định chiều dày lớp bêtông bảo vệ với số liệu đường kính tương ứng. Tuy nhiên độ chính xác của quy trình đo này vẫn phụ thuộc vào thiết bị đo, khoảng đo của máy và các yếu tố hiện trường khác.

Phép đo chiều dày lớp bêtông bảo vệ, đối với các cốt thép có lớp bảo vệ nhỏ hơn 100mm phải đạt độ chính xác ±5mm.

8.3.6. Ảnh hưởng của các điều kiện thí nghiệm

Có nhiều khả năng làm giảm độ chính xác, do có nhiều yếu tố từ bên ngoài ảnh hưởng lên trường điện từ trong giới hạn đo của thiết bị và do các ảnh hưởng của các hiện tượng vật lý khác. Một người sử dụng có kinh nghiệm có thể hạn chế được các ảnh hưởng đó.

8.3.6.1. Ảnh hưởng của thép

8.3.6.1.1. Loại thép

Các thang đo đã hiệu chuẩn chỉ có hiệu lực cho một loại thép nhất định (xem các chỉ dẫn của nhà sản xuất). Ảnh hưởng của các loại thép khác nhau lên các số đọc thu nhận được nói chung là nhỏ nhưng trong một số trường hợp đặc biệt, chẳng hạn như các sợi thép cường độ cao dùng cho bêtông ứng suất trước có thể có sai số thêm lên tới ±5% hoặc thậm chí lớn hơn.

8.3.6.1.2. Mặt cắt ngang

Các đường cong hiệu chuẩn hoặc thang chia trên bộ chỉ thị được hiệu chuẩn cho các thanh thép tròn trơn cũng có thể sử dụng được cho cả các thanh cốt thép có gờ. Cần lưu ý rằng chiều dày nhỏ nhất giữa thanh mép và bề mặt của bêtông có giá trị bằng chiều dày chỉ thị của lớp bảo vệ trừ đi chiều cao của gờ thép. Chiều dày chỉ thị của lớp bảo vệ ở đây được định nghĩa trong mục 8.2 và được minh hoạ ở hình 8.3. Khi gặp phải thanh thép tiết diện xoắn (xem hình 8.1c) có thể sẽ mắc phải các sai số đáng kể nếu không thực hiện một trong số các quy trình hiệu chuẩn như đã mô tả trong mục 8.5

8.3.6.1.3. Hình dạng và hướng của thanh thép

Để thu được độ chính xác cho cả phép đo chiều dày bảo vệ và đường kính thì thanh thép phải được đặt thẳng và song song với mặt bêtông.

8.3.6.1.4. Vùng có nhiều cốt thép

Các thanh cốt thép được bố trí gần nhau có thể gây nên ảnh hưởng đáng kể đến độ chính xác của phép đo. Trong trường hợp các thanh thép đặt song song hoặc vuông góc với nhau trong một khoảng hẹp, cần tuân theo những chỉ dẫn đo của nhà sản xuất. Trong những điều kiện như vậy, nhất thiết người đo phải là người có kinh nghiệm. Trong trường hợp nhiều thanh cốt thép đặt song song thì giá trị chiều dày của lớp bêtông bảo vệ của từng thanh thép trong đó phụ thuộc vào một vài yếu tố như độ nhạy của thiết bị và kích thích của đầu dò. Thông thương thì độ chính xác của phép đo chiều dày chỉ thị của lớp bảo vệ sẽ bị ảnh hưởng khi có từ 2 thanh thép trở lên nằm trong phạm vi dò của đầu dò. Khi khoảng cách giữa các thanh thép đặt song song giảm xuống thì sẽ có vị trí không thể định vị được các thanh thép riêng lẻ. Cần có những đầu dò đặc biệt để nâng cao độ chính xác của phép đo chiều dày và nâng cao tính định vị cho từng thanh thép riêng lẻ trong những trường hợp như thế.

8.3.6.1.5. Cốt thép đai

Cốt thép đai, đặc biệt là những nơi gần với bề mặt, có thể gây ra nhầm lẫn là số đọc chiều dày lớp bảo vệ của thép chủ bị thấp. Tuy nhiên, người sử dụng có kinh nghiệm sẽ có thể phân biệt được vị trí bị ảnh hưởng của cốt thép đai, đinh thép vv... và tập trung vào sự tác động do cốt thép chủ tạo nên.

8.3.6.2. Ảnh hưởng của bêtông

Cốt liệu: Khi trong thành phần bêtông có các cốt liệu có thuộc tính nhiễm từ sẽ gây ra sự thiếu chính xác đáng kể trong kết quả đo chiều dài chỉ thị, tương tự như vậy, việc hoàn thiện mặt nền bởi một chất đặc biệt nào đó có thể dẫn đến các phép đo thiếu chính xác dù cho việc định vị các cốt thép đơn lẻ vẫn thực hiện thuận lợi.

Có thể xác định được sự có mặt của các vật liệu có tính nhiễm từ bằng cách đặt đầu dò lên bề mặt bêtông ở một vị trí nằm ngoài phạm vi ảnh hưởng của thanh cốt thép gần nhất, sau đó ghi lại và xem xét số đọc trên máy đo với bêtông nhiễm từ.

Vữa liên kết: Những thay đổi trong các đặc trưng từ tính của vữa ximăng và các chất phụ gia rất có thể ảnh hưởng tới kết quả đo chiều dày lớp bảo vệ.

Lớp hoàn thiện bề mặt: Nếu cấu kiện có bề mặt không phẳng, ví dụ bề mặt hoàn thiện để hở cốt liệu sẽ ảnh hưởng đến giá trị chiều dày chỉ thị của lớp bảo vệ và nó giống như các bất thường của vùng bề mặt trong phạm vi của đầu dò.

8.3.6.3. Ảnh hưởng của nhiệt độ

Một vài loại đầu dò rất nhạy cảm với những thay đổi nhiệt độ có thể gây ra bởi tay của người sử dụng. Lúc này cần chỉnh mốc 0 thiết bị thường xuyên và phải tuân theo những chỉ dẫn của nhà sản xuất.

8.3.6.4. Những tác động từ bên ngoài

Các tác động tương hỗ sẽ xảy ra ở những vùng xung quanh các kết cấu kim loại có kích thước đáng kể, chẳng hạn như các bộ phận liên kết cửa sổ, giàn giáo hoặc đường ống thép, đặc biệt là khi chúng nằm ngay sát ở phía dưới đầu dò. Mức độ ảnh hưởng sẽ phụ thuộc vào loại thiết bị đo chiều dày lớp bảo vệ cụ thể được sử dụng, nhưng tất cả các loại thiết bị đo đều chịu ảnh hưởng của các từ trường hoặc của các điện trường hoặc chịu ảnh hưởng cả hai.

Trong những trường hợp như thế độ tin cậy vào việc sử dụng thiết bị có thể bị hạn chế nhiều.

8.3.6.5. Cốt thép đã bị ăn mòn

Khi có sự ăn mòn cốt thép đáng kể, cụ thể là đã có sự bong tróc và phát tán các sản phẩm do quá trình ăn mòn sinh ra, sẽ gây ra sai số của số đọc chiều dày lớp bêtông bảo vệ.

8.3.7. Lập báo cáo

Báo cáo phải nêu rõ các phương pháp đã được sử dụng là phù hợp với tiêu chuẩn nào. Nếu có sử dụng các kỹ thuật đặc biệt khác thì chúng phải được mô tả một cách rõ ràng trong báo cáo. Báo cáo cần đề cập những thông tin sau đây:

a) Ngày, tháng, năm, thời gian và địa điểm kiểm tra;

b) Mô tả kết cấu hoặc cấu kiện được kiểm tra;

c) Vị trí của các vùng kiểm tra;

d) Nêu các chi tiết của bêtông tại các vùng thí nghiệm;

e) Nhãn hiệu và loại thiết bị đo chiều dày được sử dụng và ngày hiệu chuẩn trong phòng thí nghiệm gần nhất;

f) Nêu chi tiết của tất cả các quá trình hiệu chuẩn ngoài hiện trường;

g) Các giá trị chiều dày chỉ thị của lớp bảo vệ đo được hoặc đường kính cốt thép. Nếu các giá trị này thu được qua tính toán thì cần ghi rõ điều này trong báo cáo;

h) Độ chính xác được dự đoán của các đại lượng đo có tính định lượng;

i) Dạng của cốt thép kể cả những khoảng cách giữa các thanh thép. Có thể đưa thêm các hình.

8.4. CÁC PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM ĐỂ XÁC ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ BÊTÔNG TRÊN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

Nói chung độ chính xác của việc thí nghiệm cường độ bêtông trên kết cấu cũ thường không cao do bêtông không đồng nhất và suy thoái theo thời gian một cách không đồng đều. Ngoài ra còn có ảnh hưởng của vết nứt, độ ẩm ướt, cốt thép trong bêtông v.v...

Để thí nghiệm trong phòng phải khoan lấy mẫu bêtông rồi gia công thành hình trụ tròn đường kính 70-150mm từ kết cấu cầu thực. Như vậy lỗ khoan trên kết cấu khá lớn và nếu cầu đang khai thác thì thường không được phép khoan trên dầm. Chỉ có thể lấy mẫu từ các khối xây to lớn của mố trụ.

Do vậy người ta thường dùng các phương pháp không phá huỷ mẫu để đo cường độ bêtông ngay trên kết cấu thực. Hai phương pháp được dùng phổ biến nhất hiện nay là phương pháp siêu âm và phương pháp dùng súng bật nẩy kiểu Schmidt. Bộ Xây dựng đã ban hành tiêu chuẩn sử dụng kết hợp hai loại thiết bị đo này. Ngoài ra trong một số trường hợp đặc biệt, có thể dùng phương pháp tia Gamma (ví dụ đã áp dụng đo cường độ bêtông trong cọc khoan nhồi sâu 40m dưới lòng sông ở cầu Việt Trì 1993).

Để xác định cường độ bêtông trên kết cấu thực phải dùng các phương pháp gián tiếp. trong Tiêu chuẩn TCXD 239 : 2000 đã hướng dẫn sử dụng các phương pháp thí nghiệm để xác định cường độ bêtông trên kết cấu công trình, cách tổ chức thí nghiệm, phân tích và đánh giá kết quả thí nghiệm. Trong chương 6 đã trình bầy về phương pháp siêu âm, ở đây chỉ nói về phương pháp súng bật nẩy và phương pháp khoan lấy mẫu.

8.4.1. Chọn phương pháp thí nghiệm

Nói chung, việc chọn phương pháp thí nghiệm hợp lý nhất sẽ căn cứ vào mục đích yêu cầu thí nghiệm, đặc điểm của kết cấu, cấu kiện; điều kiện hiện trường và các yếu tố kinh tế. Bảng 8.1 nêu các phương pháp thí nghiệm khác nhau để đánh giá các loại hình cường độ bêtông trên kết cấu. Bảng 8.2 tóm tắt những ưu nhược điểm của các phương pháp thí nghiệm dùng để xác định cường độ bêtông trên kết cấu.

Bảng 8.1: Chỉ dẫn các phương pháp thí nghiệm để xác định cường độ bêtông

Các loại hình về cường độ		Phương pháp thí nghiệm				
		Bêtông			Bộ phận kết cấu	
		Đúc mẫu lập phương	Thí nghiệm không phá huỷ	Mẫu khoan	Thí nghiệm chất tải	Thí nghiệm chất tải tới hạn
Bêtông	Cường độ lập phương tiêu chuẩn	Trực tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp
	Cường độ lập phương hiện trường	Gián tiếp	Gián tiếp	Trực tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp
Bộ phận kết cấu	Khả năng chịu tải thiết kế	Gián tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp	Trực tiếp	Trực tiếp
	Sức chịu tải tới hạn	Gián tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp	Gián tiếp	Trực tiếp

Bảng 8.2: Ưu điểm và hạn chế của một số phương pháp thí nghiệm

Vùng được thử nghiệm	Phương pháp thử	Tài liệu tham khảo	Độ chính xác của phép thử	Tốc độ thử nghiệm	Mức độ dễ dàng của phương pháp thử	Tính kinh tế của phương pháp thử	Mức độ không phá huỷ kết cấu
Sâu	Lõi khoan	TCVN 3118:1993	***	**	**	*	*
	Siêu âm	TCVN 225: 1998	**	***	*** .	***	****
Bề mặt	Độ cứng bề mặt	TCVN 162:1987	*	***	****	****	***

Chú ý: Số lượng dấu * thể hiện mức độ ưu tiên của phương pháp thí nghiệm. Phương pháp nào có nhiều dấu * thì có nhiều ưu điểm hơn phương pháp có ít dấu *.

Phương pháp thí nghiệm cụ thể được lựa chọn căn cứ vào điều kiện sau:

8.4.1.1. Lựa chọn căn cứ vào độ chính xác của phương pháp thí nghiệm

Mức độ chính xác của bản thân phương pháp thí nghiệm được xếp hạng từ cao đến thấp như sau:

1. Phương pháp khoan lấy mẫu (cho cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương, R_{ht}, với sai số trong phạm vi $\pm 12\sqrt{n}$ %, n là số lượng mẫu khoan).

2. Phương pháp đo vận tốc xung siêu âm (cho cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương, R_{ht}, với sai số trong phạm vi ± 20%).

3. Phương pháp dùng súng bật nẩy (cho cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương, R_{ht}, với sai số trong phạm vi ± 25%).

Để ít gây hư hỏng cho kết cấu mà vẫn đảm bảo được độ chính xác cần thiết nên sử dụng phương pháp khoan lấy mẫu kết hợp với phương pháp khác (xem 8.4.6).

8.4.1.2. Lựa chọn căn cứ vào kích thước của kết cấu

Với kết cấu có kích thước nhỏ (cột có cạnh 20 đến 25 cm, dầm có bề rộng 20 đến 25 cm, sàn, tấm tường dày 10 đến 20 cm...) có thể xác định cường độ hiện trường bằng các loại súng bật nẩy, tiến hành thí nghiệm trên hai mặt đối diện

Kết cấu có kích thước lớn hơn thì nên dùng phương pháp đo vận tốc xung siêu âm.

8.4.1.3. Lựa chọn căn cứ vào tuổi của bêtông tại thời điểm thí nghiệm

Khi lựa chọn phương pháp thí nghiệm, phải chú ý đến tuổi của bêtông tại thời điểm thí nghiệm. Với phương pháp dùng súng bật nẩy kết quả sẽ chính xác hơn khi bêtông ở tuổi từ 7 ngày đến 3 tháng, tốt nhất là thí nghiệm trong phạm vi tuổi từ 14 ngày đến 56 ngày. Nếu tuổi bêtông lúc thí nghiệm lớn hơn 3 tháng thì kết quả sẽ có sai số lớn, nếu nhỏ hơn 7 ngày thì dễ gây hư hỏng cho kết cấu.

Với phương pháp đo vận tốc xung siêu âm, kết quả thí nghiệm không bị ảnh hưởng nhiều bởi tuổi của bêtông.

8.4.1.4. Lựa chọn căn cứ vào khu vực được kiểm tra

Cần lưu ý đến các yếu tố sau:

1. Vị trí của vùng bêtông cần kiểm tra trên kết cấu (để lựa chọn tư thế thao tác thích hợp).

2. Vị trí các mặt cắt có ứng suất lớn (không được dùng phương pháp khoan mẫu ở những chỗ có ứng suất lớn, ở những chỗ chênh vênh...).

3. Sự thay đổi cường độ theo chiều sâu (theo phương thẳng đứng).

4. Vị trí cốt thép: xác định theo bản vẽ hoặc xác định bằng máy dò cốt thép (để tránh ảnh hưởng của cốt thép đến kết quả đo đối với phương pháp đo vận tốc xung siêu âm).

5. Tránh tác động xấu đến cốt thép (không được cắt qua nhiều cốt thép, nhất là cốt thép chịu lực).

6. Các khuyết tật cục bộ có thể ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm (cần kiểm tra sơ bộ để loại bỏ các vùng này).

8.4.2. Các biện pháp nâng cao độ chính xác của việc xác định R_{ht}

Để nâng cao độ chính xác của việc xác định cường độ bêtông hiện trường, R_{ht}, cần:

- Đảm bảo độ chính xác của đường chuẩn cho bản thân mỗi phương pháp thử.

- Kết hợp các phương pháp làm thí nghiệm khác nhau như sau:

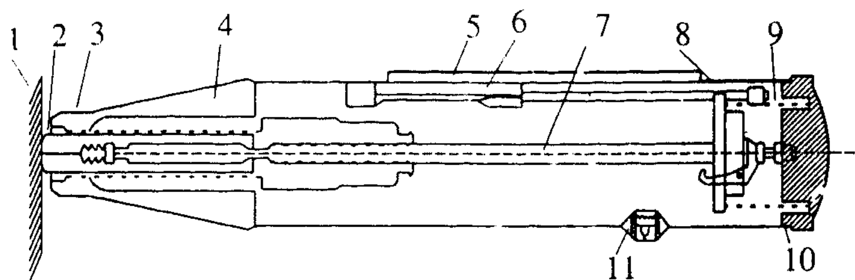
+ Sử dụng phương pháp làm phép thử sơ bộ cho một phương pháp khác (ví dụ dùng phương pháp siêu âm để lựa chọn vùng khoan mẫu).

+ Dùng phương pháp khoan mẫu (với số mẫu hạn chế) cùng với phương pháp đo vận tốc xung siêu âm để xây dựng một đường chuẩn chính xác hơn cho một công trình cụ thể cần kiểm tra.

+ Có thể dùng đồng thời hai hay nhiều kết quả của các phương pháp không phá huỷ khác nhau (ví dụ dùng phương pháp siêu âm kết hợp với phương pháp súng bật nẩy để xác định R_{ht} theo TCXD 171:1989).

Tăng số lượng phép thử.

8.4.3. Phương pháp dùng súng bật nẩy



Hình 8.8. Súng bật nẩy kiểu Schmidt.

a) Mặt cắt dọc; b) Dạng chung;

1- Bề mặt kết cấu bêtông; 2-Thanh va đập; 3-Nắp bịt đầu; 4- Lò xo va đập; 5- Cửa sổ nhìn thang đo vạch; 6- Con chạy chỉ thị; 7- Thanh dẫn hướng; 8- Vòng đệm dẫn hướng; 9- Lò xo nén; 10- Nắp vỏ thân súng; 11- Núm bấm giữ khi súng không hoạt động; 12- Vỏ thân súng; 13- Quả búa; 14- Đá mài; 15- Hộp đựng súng; 16-Dạng chung của súng.

Nguyên lí hoạt động của thiết bị này như sau: Khi dùng sức tay ấn cho thân súng tiến dần đến bề mặt bêtông thì thanh 2 tụt sâu vào thân súng 11 cho đến lúc chạm vào quả búa 13. Do cú va đập này quả búa 13 chuyển động về phía sau làm di chuyển con chạy 6

trên thang đo vạch. Vị trí con chạy 6 chỉ rõ số bật nẩy khi đo. Căn cứ số bậc này có thể tra đồ thị hay bảng mà hãng sản xuất Schmid đã bán kèm súng để suy ra cường độ bề mặt nhỏ để lấy trị số bật nẩy trung bình. Trong các tài liệu kèm theo súng có các bảng tra cụ thể ứng với các góc bắn khác nhau, ví dụ: 45°, 90°, -45°, v.v... Các súng do Trung Quốc sản xuất còn xét đến hiệu chỉnh theo mức độ cácbônát hóa bề mặt bêtông để gián tiếp xét đến tuổi bêtông cũ. Các súng do hãng Schmidt bán ở Việt Nam chỉ đo cường độ bêtông có tuổi cao nhất là 56 ngày. Tác giả Nga OCU OB khuyên đối với bêtông cũ phải cạo bỏ lớp bề mặt đi sâu 10mm rồi mới dùng súng bật nẩy để thử cường độ bêtông. Điều này khó áp dụng ở Việt Nam được.



Hình 8.9. *Thử cường độ BT đáy bản dầm liên hợp cầu Văn Điển bằng súng Schmidt*

8.4.3.1. Lựa chọn vùng kiểm tra

Cần chọn các vùng kiểm tra có bề mặt nhẵn, khô, tốt nhất là chọn các mặt được tạo hình bằng ván khuôn. Bề mặt không có ván khuôn cần được mài nhẵn trước khi thí nghiệm. Cần tránh các vùng có khuyết tật (rỗ, rạn, nứt...). Các điểm thí nghiệm cách nhau ít nhất 20mm và cách mép hoặc gờ 20mm. Việc chọn vùng kiểm tra không bị chi phối bởi cốt thép trong bêtông vì thông thường thép không ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm. Phương thí nghiệm thường dùng là phương ngang hoặc thẳng đứng từ trên xuống, nhưng cũng có thể dùng phương bất kì, song phải kể đến ảnh hưởng của phương thí nghiệm khi xử lý kết quả.

8.4.3.2. Số lượng thí nghiệm cho một vùng

Độ chính xác của cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu thử lập phương phụ thuộc trước hết vào độ chính xác của mối quan hệ giữa cường độ mẫu lập phương tiêu chuẩn của cấp phối bêtông cụ thể đã dùng để xây dựng công trình và trị số bật nẩy (xem 20 TCN 162: 1987). Tuy nhiên ở phương pháp này, trị số bật nẩy của các thí nghiệm thực hiện tại cùng một vị trí có biến động nhiều. Do đó cần thực hiện ít nhất 10 lần thử tại mỗi vùng kiểm tra có kích thước 30 × 30cm. Giá trị trung bình của các số đọc có độ chính xác trong khoảng $\pm 15/\sqrt{n}$ (%) với độ tin cậy 95%, trong đó n là số lần đọc.

8.4.3.3. Phương pháp thí nghiệm

Phải lựa chọn thiết bị phù hợp với loại bêtông cần thử. Cần kiểm tra độ chuẩn của súng trước khi dùng. Tại mỗi vùng kiểm tra, tiến hành thí nghiệm ở các giao điểm của

mạng lưới có kích thước ô vuông từ 20 đến 50mm. Giá trị trung bình của số đọc ở mỗi vùng phải được tính từ tất cả các trị số bật nẩy đã đọc, kể cả các trị số bất thường - cao hoặc thấp.

Việc xác định cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương chỉ đáng tin cậy khi xây dựng được đường chuẩn N-R bằng thực nghiệm cho từng loại bêtông cụ thể (N là trị số bật nẩy; R là cường độ mẫu lập phương tiêu chuẩn).

Với bêtông chưa quá 3 tháng tuổi và có đường chuẩn trên thì có thể xác định cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương ở gần bề mặt kết cấu với sai số trong phạm vi ±25%.

Nếu điều kiện dưỡng hộ và điều kiện ẩm của bêtông hiện trường khác nhiều so với mẫu bêtông xây dựng đường chuẩn N-R thì độ chính xác của kết quả thử sẽ giảm đi rõ rệt.

8.4.4. Phương pháp khoan lấy mẫu

Phương pháp khoan lấy mẫu trụ từ kết cấu và thí nghiệm nén các mẫu này là phương pháp trực tiếp để xác định R_{ht}. Tiến hành khoan mẫu, gia công và thí nghiệm nén mẫu khoan theo TCVN 3105: 1993 và TCVN 3118: 1993.

8.4.4.1. Công tác khoan lấy mẫu

Chọn các điểm khoan sao cho mẫu khoan không có cốt thép nằm theo trục dọc của mẫu và chứa càng ít thép vuông góc với trục dọc mẫu càng tốt. Số lượng mẫu khoan phụ thuộc vào độ chính xác cần thiết của việc xác định cường độ và các chi phí cho việc khoan, gia công và thí nghiệm mẫu khoan, càng nhiều mẫu khoan tại các vị trí giống nhau thì dự đoán cường độ càng chính xác. Cường độ bêtông xác định được từ một mẫu khoan là cường độ bêtông tại vị trí khoan mẫu với sai số nằm trong khoảng ±12% (với độ tin cậy 95%). Khi có n mẫu khoan thì cường độ nén trung bình của chúng được coi là cường độ tại vị trí khoan với sai số trong phạm vi $\pm 12/\sqrt{n}$ %.

Để hiệu chỉnh đường chuẩn cho một cấp phối bêtông cụ thể tại hiện trường dùng cho một phương pháp không phá huỷ khác thì số lượng mẫu khoan như sau: với mẫu khoan có đường kính 150 mm ít nhất là 3 mẫu, với mẫu khoan có đường kính nhỏ hơn phải lấy ít nhất là 6 mẫu. Nếu cường độ hiện trường được tính bằng cường độ trung bình của các mẫu khoan mà xấp xỉ với cường độ yêu cầu R_{yc} thì cần khoan thêm mẫu.

Trước khi làm đầu chụp mẫu khoan phải có chiều cao ít nhất bằng 95% đường kính của nó. Mẫu khoan sau khi gia công phải có chiều cao tối thiểu bằng đường kính và không vượt quá 1,2 lần đường kính của nó. Khi cốt liệu thô có kích thước danh định lớn nhất 20 mm và 40mm thì dùng mẫu khoan có đường kính 150mm vì lúc này ảnh hưởng của việc khoan đối với mẫu là nhỏ nhất và sẽ thu được kết quả đáng tin cậy hơn, trừ những trường hợp sau:

a) Khi cốt thép đặt dày đặc thì nên dùng mẫu khoan có đường kính 100mm vì nó thường chứa ít cốt thép hơn.

b) Khi cần phải hạn chế chiều cao mẫu khoan nhỏ hơn 150mm.

Khi phải dùng mẫu khoan có đường kính nhỏ hơn 100mm, ví dụ khi mặt cắt cần khoan mẫu có chiều dày nhỏ hơn 100mm, thì vẫn xử lý kết quả thí nghiệm như đối với mẫu khoan lớn nhưng kết quả thu được sẽ có độ tin cậy thấp hơn, nhất là khi kích thước cốt liệu thô lớn hơn 30% đường kính mẫu khoan.

Khi phải dùng mẫu khoan có chiều cao nhỏ hơn đường kính, song kết quả cũng có độ tin cậy thấp. Nếu tỉ số h/d_{mk} nhỏ hơn 0,5 thì kết quả thử độ tin cậy kém (h: chiều cao mẫu khoan; d: đường kính mẫu khoan).

Việc khoan lấy mẫu phải do người giỏi tay nghề thực hiện, sử dụng các thiết bị chuyên dụng. Cần ghi lại mọi nhận xét có liên quan đến việc phân tích đánh giá kết quả lấy mẫu khoan sau này. Mẫu phải được kiểm tra, gia công theo TCVN 3015: 1993 và chụp ảnh nếu cần.

8.4.4.2. Thí nghiệm mẫu khoan

Việc chuẩn bị mẫu, thí nghiệm và tính toán cường độ mẫu khoan được thực hiện theo TCVN 3118:1993. Nếu dạng phá huỷ mẫu có gì bất thường thì cần vẽ phác lại và mô tả trong biên bản thử.

Mẫu khoan không chứa thép

Trường hợp mẫu khoan không chứa thép thì R_{ht} được tính từ cường độ mẫu khoan theo công thức sau:

$$R_{ht} = \frac{D}{1,5 + 1/\lambda} \times R_{mk} \tag{8.1}$$

trong đó:

D = 2,5 đối với mẫu được khoan theo phương nằm ngang (với cấu kiện đúc sẵn là phương vuông góc với phương đổ bêtông).

D = 2,3 đối với mẫu được khoan theo phương thẳng đứng (với cấu kiện đúc sẵn là phương song song với phương đổ bêtông).

$$\lambda = h / d_{mk} \tag{8.2}$$

h - chiều cao mẫu khoan.

d_{mk} - đường kính mẫu khoan.

R_{mk} - cường độ nén của mẫu khoan xác định theo TCVN 3118: 1993.

Mẫu có chứa cốt thép

Trong trường hợp không tránh được cốt thép thì chỉ nên dùng mẫu khoan có thép nằm theo phương vuông góc với chiều cao mẫu và phải giảm cường độ của mẫu khoan do ảnh hưởng của thép.

Khi mẫu khoan có chứa một thanh thép, để tính cường độ lập phương hiện trường, cần nhân R_{ht} tính theo 8.1 với hệ số điều chỉnh k_1 sau:

$$k_1 = 1 + 1,5 \cdot \frac{d_t.a}{d_{mk}.h} \qquad (8.3)$$

trong đó:

d_t - đường kính cốt thép

d_{mk} - đường kính mẫu khoan

a - khoảng cách từ trục thanh thép đến đầu gần nhất của mẫu khoan

h - chiều cao của mẫu khoan

Khi mẫu khoan có chứa hai thanh thép nhưng cách xa nhau một khoảng không lớn hơn đường kính thanh thép lớn thì khi xác định k_1 chỉ cần tính với thanh thép có trị số $d_t.a$ lớn hơn.

Nếu khoảng cách giữa hai thanh thép lớn hơn đường kính thanh thép lớn thì ảnh hưởng của chúng được tính đến bằng hệ số k_2:

$$k_2 = 1 + 1,5 \cdot \frac{\Sigma d_t.a}{d_{mk}.h} \qquad (8.4)$$

8.4.5. Xây dựng đường chuẩn cho các phương pháp thí nghiệm

Việc xây dựng biểu thị tương quan giữa thông số đo của phương pháp thí nghiệm (vận tốc xung V hoặc trị số bật nẩy N) và cường độ mẫu lập phương tiêu chuẩn là việc làm tối quan trọng, nhất thiết phải thực hiện trước tiên vì nó quyết định độ chính xác của kết quả thí nghiệm.

Đối với công trình đang được xây dựng, việc xây dựng đường chuẩn cho phương pháp thí nghiệm siêu âm được tiến hành theo tiêu chuẩn TCXD 225:1998, cho phương pháp súng bật nẩy được tiến hành theo 20 TCN 162:1987.

Trường hợp không đủ mẫu hoặc không có mẫu để xây dựng đường chuẩn cho loại bêtông của kết cấu kiểm tra, được phép sử dụng một đường chuẩn của loại bêtông tương tự (về cốt liệu, ximăng, tỉ lệ nước - xi măng, tuổi...) với điều kiện phải hiệu chỉnh đường chuẩn này:

- Các mẫu lập phương tiêu chuẩn của loại bêtông kiểm tra, đúc và bảo dưỡng tại hiện trường với số lượng mẫu như sau:

+ Ít nhất 9 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra <10m^3.

+ Ít nhất 18 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra <50m^3.

+ Ít nhất 27 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra >50m^3.

- Các mẫu khoan có đường kính 150mm hay 100mm, khoan từ những kết cấu kiểm tra với số lượng như sau:

+ Ít nhất 3 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra $<10m^3$.

+ Ít nhất 6 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra $<50m^3$.

+ Ít nhất 9 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra $>50m^3$.

Đối với công trình đã sử dụng, phải khoan mẫu từ công trình để xây dựng đường chuẩn với số lượng như sau:

+ Ít nhất 6 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra $<10m^3$.

+ Ít nhất 12 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra $<50m^3$.

+ Ít nhất 15 mẫu khi khối lượng bêtông của các kết cấu kiểm tra $>50m^3$.

8.4.5.1. Xác định khối lượng bộ phận kết cấu, cấu kiện cần thí nghiệm

Số lượng bộ phận kết cấu, cấu kiện cần thí nghiệm được lấy tuỳ theo những trường hợp sau:

a) Trường hợp kiểm tra các bộ phận kết cấu, cấu kiện theo lô sản phẩm.

b) Lô sản phẩm bao gồm những bộ phận kết cấu, cấu kiện được chế tạo từ cùng một cấp phối bêtông, cùng một công nghệ sản xuất và bảo dưỡng và được tạo hình trong thời gian không quá một ngày.

Số lượng sản phẩm thí nghiệm lấy như sau:

Nếu lô sản phẩm nhiều hơn 3 kết cấu hoặc cấu kiện, lấy 10% số lượng để thí nghiệm, nhưng không ít hơn 3 bộ phận kết cấu, cấu kiện (thí nghiệm lô sản phẩm có lựa chọn).

Nếu lô sản phẩm ít hơn 3 kết cấu, cấu kiện thì thí nghiệm tất cả (thí nghiệm toàn lô sản phẩm).

c) Trường hợp thí nghiệm kết cấu, cấu kiện, vùng đơn lẻ (ứng với mục đích 3).

Khi nghi ngờ chất lượng hoặc cần nghiên cứu kĩ về một vài kết cấu đơn lẻ thì chỉ thí nghiệm riêng những kết cấu, cấu kiện vùng đó.

8.4.5.2. Xác định vị trí và số lượng các vùng kiểm tra

Đối với bộ phận kết cấu, cấu kiện chịu nén, chịu kéo lệch tâm, có độ lệch tâm nhỏ và bộ phận kết cấu và cấu kiện chịu kéo đúng tâm thì các vùng kiểm tra được phân bố đều trên toàn kết cấu, cấu kiện.

Đối với bộ phận kết cấu, cấu kiện chịu nén, chịu kéo lệch tâm có độ lệch tâm lớn và kết cấu chịu uốn, các vùng kiểm tra được phân bố trên toàn kết cấu đồng thời phân bố ở vùng chịu nén của các tiết diện nguy hiểm và các tiết diện gối tựa.

Trường hợp khoan lấy mẫu thì ngược lại, phải khoan ở những vị trí có ứng suất nhỏ, ít nguy hiểm.

Số lượng và vị trí các vùng kiểm tra và số lượng mẫu khoan do cơ quan tiến hành thí nghiệm chỉ xảy ra tuỳ thuộc vào kích thước, công nghệ chế tạo, tính chất chịu lực của kết cấu, cấu kiện và được sự nhất trí của các bên có liên quan.

Đối với thí nghiệm siêu âm và thí nghiệm súng bật nẩy, số lượng các vùng thí nghiệm cần đáp ứng yêu cầu sau:

Trường hợp kiểm tra theo lô sản phẩm phải được thí nghiệm ít nhất 30 vùng cho toàn lô và không ít hơn 3 vùng cho mỗi bộ phận kết cấu, cấu kiện.

Trường hợp kiểm tra bộ phận kết cấu, cấu kiện đơn lẻ phải thí nghiệm ít nhất 12 vùng cho một bộ phận kết cấu hoặc cấu kiện.

Với các kết cấu khối lớn hoặc kết cấu phẳng cứ $1m^2$ thí nghiệm ít nhất một vùng, với kết cấu dài (dầm, cột) cứ 1m phải thí nghiệm ít nhất 1 vùng.

8.4.5.3. Kiểm tra tính năng kỹ thuật của thiết bị thí nghiệm

Trước khi tiến hành thí nghiệm, các thiết bị thí nghiệm phải được kiểm tra và đạt các tính năng kĩ thuật nêu trong thuyết minh sử dụng của chúng. Cách tiến hành kiểm tra và đánh giá tính năng kĩ thuật của thiết bị được nêu trong tiêu chuẩn TCXD 225:1998 và 20TCN 162:1987.

8.4.6. Phân tích và đánh giá cường độ bêtông hiện trường

8.4.6.1. Xét các yếu tố ảnh hưởng

Trong quá trình phân tích và đánh giá cường độ bêtông hiện trường cần để ý đến những yếu tố có ảnh hưởng đến nó:

- Sự biến động ngẫu nhiên của cường độ bêtông hiện trường trong bản thân một kết cấu, cấu kiện hoặc giữa các kết cấu, cấu kiện do tác động của việc cân đong vật liệu, trộn, đổ, đầm bêtông không hoàn toàn như nhau hoặc do chế độ dưỡng hộ không được tuân thủ một cách chặt chẽ...

- Sự biến động có tính quy luật của cường độ bêtông hiện trường trong bản thân một kết cấu, một cấu kiện: dưới tác động của trọng lượng bản thân, bêtông ở chân cột, đáy dầm, đáy sàn thường có độ chắc đặc và cường độ cao hơn so với đỉnh cột, mặt dầm, mặt sàn...

- Tuổi của bêtông ở các kết cấu, cấu kiện là khác nhau và cũng làm cho cường độ bêtông hiện trường của chúng khác nhau, nhất là sự chênh lệch tuổi trong phạm vi 28 ngày.

Sau 28 ngày cường độ bêtông không nhiều (từ 28 ngày đến 6 tháng cường độ bêtông hiện trường tăng khoảng từ 0 đến 25%, từ 28 ngày đến 1 năm cường độ bêtông hiện trường tăng khoảng từ 0 đến 35%).

- Độ ẩm của bêtông hiện trường thường khác với độ ẩm của mẫu lập phương tiêu chuẩn khi xây dựng đường chuẩn. Điều này cần được lưu ý khi đánh giá cường độ bêtông hiện trường.

8.4.6.2. Đánh giá cường độ bêtông hiện trường

Xử lí kết quả thí nghiệm và xác định cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương:

+ Trường hợp thí nghiệm bằng phương pháp khoan lấy mẫu thì thực hiện theo mục 5.1.8.

+ Trường hợp thí nghiệm bằng phương pháp đo vận tốc xung siêu âm và bằng phương pháp dùng súng bật nẩy: kết quả thí nghiệm được xử lý theo phương pháp thống kê toán học có sử dụng đường chuẩn đã xây dựng để xác định v_{ht}, $\overline{R}_{ht}$, từ đó xác định cường độ bêtông hiện trường quy về mẫu lập phương theo công thức:

$$R_{ht} = \overline{R}_{ht}(1 - 1{,}64v_{ht}) \qquad (8.5)$$

trong đó:

$\overline{R}_{ht}$ - cường độ bêtông hiện trường trung bình quy về mẫu lập phương

v_{ht} - hệ số biến động về cường độ bêtông hiện trường

1,16 - hệ số được sử dụng trong trường hợp có ít nhất là 9 số liệu thí nghiệm.

Cơ sở để đánh giá cường độ hiện trường là cường độ yêu cầu (R_{yc})

R_{yc} sẽ do Chủ đầu tư (cùng Tư vấn thiết kế) đưa ra tuỳ theo tính chất chịu lực của kết cấu, cấu kiện và các yêu cầu sử dụng của công trình, số lượng vùng kiểm tra, mác bêtông, sự biến động của cường độ bêtông hiện trường, nhưng trong mọi trường hợp không được thấp hơn 1,2R/1,5 = 0,8R.

trong đó:

R - là cường độ mẫu lập phương đặc trưng của loại bêtông dùng để chế tạo kết cấu

1,2/1,5 - là hệ số chấp nhận theo Tiêu chuẩn Anh BS 6089:1981

Đánh giá cường độ bêtông hiện trường

a) Cường độ bêtông hiện trường của các bộ phận kết cấu, cấu kiện trên công trình được đánh giá là đạt yêu cầu khi: $R_{ht} \geq R_{yc}$. Lúc này coi là bêtông ở hiện trường đạt mác thiết kế hoặc kết cấu đủ sức chịu tải trọng thiết kế đề ra, công trình được phép nghiệm thu.

b) Khi đã có R_{ht}, muốn tính toán kết cấu theo tiêu chuẩn TCVN 5574: 1991 cần quy đổi về cường độ trung bình mẫu lập phương tiêu chuẩn $\overline{R}_{td}$ - biểu thị mác bêtông thực tế tại hiện trường - dùng công thức sau:

$$\overline{R}_{td} = \frac{R_{ht}}{0{,}8(\text{hoặc hệ số thích hợp do thiết kế quy định}) \times (1 - 1{,}64v)} \qquad (8.6)$$

trong đó:

v - hệ số biến động về cường độ bêtông của các mẫu lập phương tiêu chuẩn được thí nghiệm ở trong phòng, trường hợp không có số liệu thí nghiệm cho phép lấy v = 0,15.

- Hệ số 1,64 là hệ số biến sai.

Khi đã có $\overline{R_{td}}$ sẽ xác định các trị số cường độ nén R_n, cường độ kéo R_k... của bêtông và sức chịu tải thiết kế của kết cấu theo các tiêu chuẩn hiện hành.

8.5. PHƯƠNG PHÁP TIA RƠNGHEN VÀ PHƯƠNG PHÁP TIA GAMMA

Hai phương pháp này có thể dùng dò khuyết tật cho bất cứ loại vật liệu nào: gỗ, thép, BTCT, polyme v.v... Có thể dùng chúng dò vị trí cốt thép và đường kính của nó trong bêtông. Các tia phóng xạ này đi qua vật và được chụp bằng phim ảnh. Khả năng xuyên của tia gamma và tia rơnghen tuỳ thuộc mật độ của vật liệu, chiều dày kết cấu v.v... Nếu gặp khuyết tật hư hỏng như lỗ rỗng, vết nứt thì khả năng xuyên qua của tia sẽ mạnh hơn, trên phim ảnh sẽ có các vùng tối đậm khác nhau. Phân tích ảnh chụp sẽ cho ta suy đoán về khuyết tật như bác sỹ xem phim chụp X quang. Nói chung việc sử dụng các phương pháp này còn hạn chế ở Việt Nam và cần đặc biệt chú ý đảm bảo an toàn phóng xạ.

8.5.1. Nguyên lý chung

Máy chụp bằng tia X trong công nghiệp được dùng từ lâu trong việc kiểm tra các mối liên kết lắp ráp của kết cấu thép (kiểm tra mối hàn). Phương pháp này mới được ứng dụng vào bêtông dự ứng lực được phát triển vào những năm 1970. Trong các năm 1988 và 1989, các cơ sở thực nghiệm về cầu đường đã đưa vào sử dụng máy chụp bằng tia X có màn hình.

Nguyên lý cơ bản của các phương pháp:

+ Bằng tia gamma các kết quả chụp trên ảnh cỡ 30 × 40 được gọi là ảnh chụp tia X, nguồn là một nguyên tố phóng xạ: côban hoặc Iridium.

+ Bằng máy chụp tia X: cũng phương pháp đó nhưng nguồn là một máy phát các tia X.

+ Bằng máy soi X: sự nhận xét và ghi lại hình ảnh bằng những thời gian thực, việc chụp phim được thay bằng bộ chuyển đổi cho ta ngay hình ảnh trên màn hình và nguồn phát là máy phát tia X.

Nguyên lý cơ bản đều như nhau: đó là sự giảm khả năng chọn lọc của một tia phóng xạ xuyên qua vật chất như sắt, bêtông và không khí, sự giảm của tia này theo những tỉ lệ khác nhau.

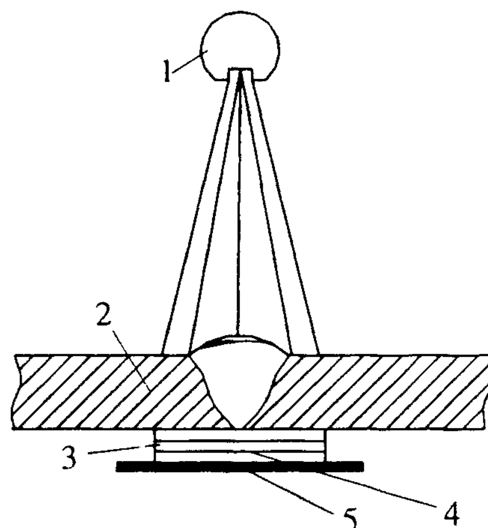
Các ảnh chụp bằng phim hoặc ảnh trên màn hình thu được sẽ giới thiệu qua các mảng đen, tuỳ cường độ tia xạ thu được, tuỳ người sử dụng, có ảnh màu từ đen đến trắng, có các mang màu xám ở giữa.

Khi chụp hình ảnh là âm bản, những kết cấu thép xuất hiện có màu trắng, khoảng trống thì màu đen và bêtông thì màu xám.

Khi soi, hình ảnh là dương bản, sắt thể hiện mầu đen, khoảng trống màu trắng và bêtông hình màu xám.

8.5.2. Những điều kiện để chụp ảnh

Ảnh được in trên phim là giống hệt nhau về hình thức, giống như ảnh ta áp dụng bằng quang học, phải áp dụng luật quang hình học. Trong trường hợp chụp các thành vách bình thường thì ảnh đẹp, nhưng không phải lúc nào cũng thực hiện được. Trong thực tế cần phải chú ý đến sự chênh lệch của hình ảnh so với vị trí thật của hư hỏng.



Hình 8.10. Sơ đồ hoạt động của phương pháp chiếu tia dò mối hàn
1.Nguồn tia; 2.Thép; 3. Hộp phim; 4. Phim; 5. Tấm chì bảo vệ

Để có hình ảnh rõ và ít bị biến dạng, cần có một nguồn đường kính nhỏ s được đặt ở một khoảng cách lớn L so với phim chụp. Như vậy nên chọn những nguồn có tầm hoạt động đặc trưng lớn (đó là trường hợp dùng Ir 192 hay Co 60). Còn về khoảng cách nguồn ảnh ta thường giới hạn bởi những nhận định là: thời gian lộ sáng tỉ lệ với bình phương khoảng cách nguồn phim, trong thực tế thường giới hạn ở khoảng 70cm << 120cm.

Những nguồn dùng trong máy chụp gamma Ir192 phải thoả mãn những tiêu chuẩn là năng lượng của tia phát phải tương đối cao, nó phải có đủ khả năng thâm nhập vào bêtông.

Chương 9

KIỂM TOÁN CÁC BỘ PHẬN CẦU CŨ

9.1. KẾT CẤU NHỊP DẦM THÉP

9.1.1. Các quy định chung về đặc trưng vật liệu

Khi kiểm định cầu thép, nhất thiết phải xác định mác thép hoặc số hiệu kim loại để có các đặc trưng cơ lý của vật liệu. Khi cần thiết, có thể lấy mẫu trên kết cấu để thí nghiệm nhằm xác minh các đặc trưng đó. Khi không có số liệu về loại thép hay kim loại đó thì có thể sử dụng các đặc trưng cơ lý cũng như các hệ số tương ứng của thép hay kim loại tương đương về thành phần hoá học hay tương đương về độ cứng.

Cường độ tính toán cơ bản của các loại thép và kim loại thường dùng, đối với các thanh và các chi tiết chịu kéo, trình bày trong bảng 9.1.

Cường độ tính toán khi chịu cắt hay chịu ép thì xác định bằng cường độ cơ bản (chịu kéo) nhân với hệ số chuyển đổi k, cho trong bảng 9.2.

Cường độ tính toán của thép đinh tán và bulông tại các mối nối và liên kết thì lấy bằng cường độ tính toán cơ bản nhân với hệ số chuyển đổi k_1, cho trong bảng 9.3.

Bảng 9.1. Cường độ tính toán cơ bản của các loại thép và hợp kim

Loại thép hay loại hợp kim	R(MPa)
CT3, CT3M, M16C, S37, A37, 16D	190
H12, 15XCH D, S52, A52, 16Mn	260
Thép đúc và thép không biết số hiệu (không biết thành phần hoá học)	170
CT5 làm con lăn, làm chốt khớp	200
CT2 làm đinh tán	190
09G2 làm đinh tán	240
40X làm bulông cường độ cao, 4[illegible], 40Mn	770
Gang	55

Ghi chú: Cường độ tính toán cho trong bảng 9.1 đã kể đến hệ số điều kiện làm việc tổng quát m = 0,9 xét đến sự không tương ứng có thể có của các tính chất cơ lý của thép ở kết cấu, sự không chính xác khi xác định các khuyết tật của thép do gỉ, sự sai lệch của kích thước tiết diện so với kích thước đã dùng trong tính toán.

Bảng 9.2. Các hệ số chuyển đổi k tuỳ theo trạng thái ứng suất

Trạng thái ứng suất	k
Cắt	0,75
Ép theo đường kính khi tiếp xúc tự do	0,04
Ép theo đường kính khi tiếp xúc toàn phần (ép mặt cục bộ của khớp trụ)	0,75
Ép mặt trên bề mặt của cạnh hay đầu tựa	1,50

Bảng 9.3. Các hệ số chuyển đổi cường độ tính toán k_l của thép làm đinh tán, buiông

Trạng thái ứng suất	k_l
Cắt trong đinh tán và bulông tinh chế	0,80
Đứt đầu đinh tán, bulông tinh chế, bulông cường độ cao	0,60
Ép mặt đinh tán và bulông tinh chế	0,50

Ghi chú: Khi tính ép mặt lỗ đinh tán, lỗ bulông thì hệ số chuyển đổi cũng lấy bằng 2,5 lần cường độ tính toán cơ bản của thép kết cấu.

Cường độ tính toán của mối hàn (hàn tự động, bán tự động hay hàn thủ công) bằng que hàn chất lượng tốt thì lấy như cường độ tính toán của thép cơ bản. Nếu chất lượng que hàn không cao, chẳng hạn hàn tay với que hàn có lớp bọc thuốc, thì cường độ tính toán lấy theo bảng 9.4.

Bảng 9.4. Cường độ tính toán R_h của mối hàn khi que hàn chất lượng không cao

Loại thép cơ bản	Trạng thái ứng suất	R_h (MPa)
CT3 và thép đúc	Kéo	100
	Nén	110
	Cắt	70

Ghi chú: với mối hàn ngửa, cường độ lấy bằng 90% trị số trong bảng.

Môđun đàn hồi của thép E (tính theo MPa) lấy bằng $2,1.10^5$.

Hệ số dãn nở vì nhiệt của thép lấy bằng 0,000012

9.1.2. Xác định khả năng chịu lực của dầm chủ và hệ dầm mặt cầu

Khả năng chịu lực của dầm chủ và dầm mặt cầu được xác định trên cơ sở kiểm toán theo các điều kiện:

- Độ bền ứng suất pháp;
- Độ bền ứng suất tiếp;

- Độ bền ứng suất tính đổi;
- Độ bền mỏi;
- Độ bền liên kết cánh dầm với sườn dầm;
- Độ bền của mối nối bản thân dầm;
- Điều kiện cứng;
- Điều kiện ổn định chung và ổn định cục bộ;
- Dao động.

Hệ dầm mặt cầu còn phải kiểm toán các mối nối dầm dọc với dầm ngang và mối nối dầm ngang với dầm chủ.

Nội lực tính toán và nội lực tiêu chuẩn được xác định theo các công thức cho trong quy trình thiết kế.

9.1.2.1. Dầm chủ chịu uốn

9.1.2.1.1. Kiểm toán ứng suất pháp

Phải kiểm tra ứng suất pháp của dầm chịu uốn tại điểm xa trục trung hoà nhất ở tiết diện giữa nhịp; ở những vị trí cắt bớt bản biên (ở chỗ hàng đinh tán thứ nhất); ở mối nối các chi tiết của tiết diện dầm; ở các tiết diện bị giảm yếu nhiều và các tiết diện nguy hiểm khác theo công thức:

$$\sigma = \frac{M_{tt}}{I_{tt}}.y \le R \qquad (9.1)$$

trong đó:

M_{tt} - mômen uốn tính toán

I_{tt} - mômen quán tính của tiết diện đã trừ phần giảm yếu;

y - khoảng cách từ trục trung hoà đến điểm tính ứng suất;

R - cường độ tính toán khi uốn.

9.1.2.1.2. Kiểm toán ứng suất tiếp

Ứng suất tiếp của dầm chịu uốn được kiểm toán ở vị trí trục trung hoà của tiết diện trên gối, tiết diện hiểm yếu nhất, (đối với dầm ngang là tiết diện theo hàng lỗ đinh trên thép góc liên kết với dầm dọc), và những tiết diện nguy hiểm khác, theo công thức:

$$\tau = \frac{Q_{tt} S_{ng}}{I_{ng}.b}.y \le R_c \qquad (9.2)$$

trong đó:

Q_{tt} - lực cắt tính toán;

S_{ng} - mômen tĩnh của phần diện tích nguyên từ trục trung hoà đến mép mặt cắt lấy đối với trục trung hoà;

I_{ng} - mômen quán tính nguyên của tiết diện;

b - bề rộng tiết diện tại trục trung hoà;

R_c - cường độ tính toán khi cắt.

9.1.2.1.3. Kiểm toán ứng suất tính đổi

Kiểm tra độ bền về ứng suất tính đổi ở điểm có ứng suất pháp và ứng suất tiếp cùng lớn trên mặt cắt có mômen uốn và lực cắt cùng lớn, theo công thức:

$$\sigma_{td} = \sqrt{0,8\sigma^2 + 2,4\tau^2} \le R \quad (9.3)$$

trong đó: σ và τ - ứng suất pháp và ứng suất tiếp tại điểm kiểm tra

9.1.2.1.4. Kiểm toán độ bền mỏi

Kiểm tra độ bền mỏi tại điểm có ứng suất tiếp lớn nhất, tại tiết diện cắt bởi bản biên, tiết diện gần các mối hàn ngang và tiết diện có hệ số tập trung ứng suất cao theo công thức:

$$\sigma = \frac{M'}{I_{tt}}.y \le \gamma R \quad (9.4)$$

$$\tau = \frac{Q'.S_{ng}}{I_{ng}.b} \le \gamma R_c \quad (9.5)$$

trong đó:

M', Q' - mômen và lực cắt tại điểm để kiểm tra mỏi;

γ - hệ số giảm cường độ tính toán khi có xét tới hiện tượng mỏi, tính theo công thức như trong quy trình thiết kế nhưng hệ số tập trung ứng suất β lấy theo bảng 9.5, các kí hiệu khác như đã giới thiệu ở trên.

Bảng 9.5. Hệ số tập trung ứng suất β tại tiết diện thanh

Số TT	Tiết diện tính toán	Hệ số
1	2	3
1	Đối với lỗ đinh trống	1,3
2	Đối với lỗ bulông cường độ cao	1,1
3	Khi có hiện tượng gỉ bề mặt với độ sâu tới	
	a) dưới 0,40mm	1,0
	b) 0,41 - 0,50mm	1,15
	c) 0,51-0,70mm	1,3
	d) 0,71-1,20mm	1,9
	e) trên 1,20mm	2,2

1	2	3
4	Theo các đinh tán mối nối	1,3
5	Theo hàng đinh tán thứ nhất chịu cắt một mặt, liên kết bản nút với thanh, có hai nhánh:	
	- Ghép bằng bản giằng tại nút	3,0
	- Ghép không có bản giằng	3,5
6	Theo hàng đinh tán thứ nhất, chịu cắt hai mặt, liên kết bản nút với các thanh	1,7
7	Theo hàng đinh tán ngoài cùng (của đầu dầm dọc) nối với bản cá	1,9
8	Theo hàng đinh tán thứ nhất liên kết tại vị trí cắt bớt bản thép của biên chịu kéo	1,3
9	Theo hàng đinh tán thứ nhất liên kết tại vị trí cắt bớt bản thép của biên chịu kéo với hai mặt ma sát	
	- Khi có bản giằng	1,2
	- Khi không có bản giằng	1,4
10	Theo hàng bulông cường độ cao thứ nhất, làm việc với một mặt ma sát, liên kết bản nút hay bản nối với thanh:	
	- Khi thanh có hai nhánh ghép bản giằng tại nút	2,2
	- Khi thanh có hai nhánh ghép không có bản giằng	2,6
11	Theo hàng bulông cường độ cao thứ nhất, liên kết bản nút hệ giằng gió vào biên dầm hay thanh biên (khi tính toán biên dầm hay thanh biên)	1,3
12	Theo hàng bulông cường độ cao thứ nhất, liên kết bản nút với thanh biên, loại tiết diện hai thành đứng, có phần tiết diện được nối trực tiếp không ít hơn 90%, trong đó có 60% trở lên với hai mặt ma sát (khi tính thanh biên)	1,4
13	Theo hàng bulông cường độ cao thứ nhất, một mặt ma sát liên kết bản nút với thanh biên, loại tiết diện hai thành đứng, có phần tiết diện được nối trực tiếp chiếm (khi tính thanh biên):	
	a) Dưới 60%	1,7
	b) Từ 60% trở lên	1,5
14	Theo hàng bulông cường độ cao thứ nhất, một mặt ma sát liên kết bản nút với thanh tiết diện một thành đứng	2,2
15	Theo hàng bulông cường độ cao ngoài cùng (của đầu dầm dọc) nối với bản cá	1,7
16	Nơi chuyển tiếp sang mối hàn không gia công, nối với phần tăng cường:	
	a) Không có chuyển tiếp điều hoà	2,1
	b) Có chuyển tiếp điều hoà	1,4
17	Nơi chuyển sang mối hàn được gia công bằng cách tạo cung tròn hay mài đặc biệt, nhằm giảm tập trung ứng suất, khi nối các tấm thép:	
	a) Có bề rộng và bề dày như nhau	1,0
	b) Có bề rộng khác nhau	1,2
	c) Có bề dày khác nhau	1,3

1	2	3
18	Nơi chuyển tiếp sang mối hàn ngang (đối đầu):	
	a) Không gia công chỗ chuyển tiếp mối hàn sang tấm thép cơ bản	2,7
	b) Có gia công cơ khí	1,5
19	Nơi chuyển tiếp từ thanh sang chân mối hàn góc, làm việc chịu cắt dưới tác dụng của lực dọc, trong kiểu nối chồng ép các chi tiết	3,4
20	Vùng gần bản chắn ngang và sườn tăng cường, hàn đính vào biên chịu kéo của dầm và thanh dàn bằng mối hàn góc:	
	a) Khi hàn tay và không gia công mối hàn	1,6
	b) Khi hàn bán tự động và không gia công mối hàn	1,3
	c) Khi hàn bán tự động và không gia công mối hàn nhưng có gia công cơ khí	1,0
21	Ở chỗ cắt bớt một bản biên (trong hai hoặc nhiều bản) của dầm hàn trong trường hợp:	
	a) Làm mỏng bớt bản thép (giữ nguyên bề rộng) tới chỗ cắt bỏ với độ vát 1:8, và không gia công mối hàn ngang (ở đầu)	2,3
	b) Vừa làm mỏng bớt (với độ vát 1:8) vừa giảm bề rộng (với độ vát 1:4) của bản thép, và không gia công mối hàn ngang (ở đầu)	1,7
	c) Vừa làm mỏng bớt (với độ vát 1:8) vừa giảm bề rộng (với độ vát 1:4) của bản thép, nhưng dùng mối hàn xiên (không có mối hàn đầu) và có gia công cơ khí cuối các mối hàn xiên để bảo đảm chuyển tiếp điều hoà ở chỗ cắt bản thép	1,3
22	Ở chỗ cắt bản tăng cường hàn vào biên chịu kéo theo chu vi mà không gia công mối hàn	3,5
23	Ở chỗ cắt bản nối (bản nút) hàn vào biên chịu kéo theo kiểu chồng áp mà không gia công mối hàn	3,2
24	Ở mối nối hỗn hợp đinh tán - bulông, trong đó thay các hàng đinh tán đầu tiên bằng bulông cường độ cao:	
	a) Theo hàng bulông thứ nhất, một mặt ma sát, liên kết bản nút với thanh gồm hai nhánh ghép với nhau tại vị trí nút bằng bản giằng	2,5
	b) Như trên nhưng không có bản giằng	2,9
	c) Theo hàng bulông thứ nhất, có hai mặt ma sát, liên kết bản nút với các thanh	1,6
	d) Theo hàng bulông cường độ cao ngoài cùng, trong mối nối hỗn hợp đinh tán - bulông của dầm dọc có bản cá	1,8

9.1.2.1.5. Kiểm toán liên kết cánh dầm với sườn dầm

Kiểm tra độ bền chỗ liên kết cánh dầm với sườn dầm (liên kết bằng đinh tán, bulông hay hàn) ở vị trí gối, ở nơi bắt đầu giãn cự li bước đinh hay giảm bề dày mối hàn, theo các công thức sau:

Khi liên kết đinh tán hay bulông:

Nếu bánh xe hoạt tải tác động trực tiếp không đáng kể đến làm việc của đinh tán hay bulông:

$$\frac{Q_{tt}.S_c}{I_{ng}}.a \leq T \qquad (9.6)$$

Nếu phải kể đến ảnh hưởng tác động cục bộ của bánh xe:

$$a.\sqrt{\left(\frac{Q_{tt}.S_c}{I_{ng}}\right)^2 + \left(\frac{n_h(1+\mu)P}{a_2+2H}\right)^2} \leq T \qquad (9.7)$$

Khi liên kết hàn:

Nếu bỏ qua tác động cục bộ của bánh xe:

$$\tau = \frac{Q_{tt}.S_c}{2I_{ng}.\Delta h} \leq R_c \qquad (9.8)$$

Nếu phải kể đến tác động cục bộ của bánh xe:

$$\tau = \frac{1}{2\Delta h}\sqrt{\left(\frac{Q_{tt}.S_c}{I_{ng}}\right)^2 + \left(\frac{n_h(1+\mu)P}{a_2+2H}\right)^2} \leq R_c \qquad (9.9)$$

trong các công thức trên, từ (9.6) đến (9.9):

Q_{tt} - lực cắt tính toán ở vị trí kiểm tra;

S_c - mômen tĩnh nguyên của diện tích bản cánh đối với trục trung hoà;

I_{ng} - mômen quán tính nguyên;

n_h - hệ số tải trọng của hoạt tải;

$(1+\mu)$ - hệ số xung kích;

a_2 - chiều dài vệt bánh xe tiếp xúc mặt cầu;

T - khả năng chịu lực của một đinh tán, lấy giá trị nhỏ trong hai khả năng chịu cắt và chịu ép mặt;

Δh - chiều dày tính toán của đường hàn;

R_c - cường độ tính toán chịu cắt của đường hàn;

a - bước của đinh tán hay của bulông (cự ly giữa hai đinh).

Ở những vị trí có mối nối, ngoài việc kiểm tra ứng suất của dầm còn phải kiểm tra đinh tán, bulông hay đường hàn theo các công thức đã chỉ ra trong quy trình thiết kế nhưng phải chú ý loại bỏ không kể những đinh đã mất hay hư hỏng, mất tác dụng.

9.1.2.1.6. Kiểm toán độ cứng dầm

Kiểm toán điều kiện cứng theo công thức:

$$f \leq [f] \tag{9.10}$$

trong đó:

[f] - độ võng cho phép, lấy theo quy định trong quy trình thiết kế;

f - độ võng lớn nhất do hoạt tải tiêu chuẩn gây ra;

Với dầm giản đơn tính theo công thức sau:

$$f = \frac{5\eta q_{td} l^4}{348 E I_{ng}} \tag{9.11}$$

trong đó:

η - hệ số phân bố ngang;

q_{td} - tải trọng phân bố tương đương của đường ảnh hưởng mômen uốn ở mặt cắt giữa;

l - khẩu độ tính toán;

E - môđun đàn hồi của thép.

Ghi chú: Công thức (9.11) chỉ dùng để tính độ võng ở mặt cắt giữa của dầm giản đơn; đối với các kết cấu nhịp loại khác thì tính theo các công thức cơ học kết cấu

9.1.2.1.7. Kiểm toán ổn định chung

Cần phải kiểm tra ổn định chung của cánh chịu nén của dầm khi chiều dài tự do (lấy bằng khoảng cách giữa các nút của hệ liên kết dọc trong mặt phẳng cánh chịu nén) của cánh lớn hơn 15 lần bề rộng cánh đối với thép các-bon và lớn hơn 13 lần bề rộng cánh đối với thép hợp kim thấp:

$$\sigma = \frac{M_{tt} \cdot \gamma_c}{I_{ng} \cdot đ} \leq R \tag{9.12}$$

trong đó:

M_{tt} - mômen tính toán;

γ_c - khoảng cách từ trục trung hoà của cánh chịu nén đến trọng tâm mặt cắt;

φ - hệ số giảm cường độ tính toán khi xét đến điều kiện ổn định;

Hệ số φ này phụ thuộc vào độ mảnh $\lambda = l_o/r$; với l_o là chiều dài tự do của cánh chịu nén; r là bán kính quán tính của tiết diện cánh chịu nén của dầm đối với trục thẳng đứng;

R - cường độ tính toán của thép làm dầm khi chịu lực dọc trục;

I_{ng} - mômen quán tính của tiết diện nguyên.

9.1.2.1.8. Kiểm toán ổn định thanh đứng trên gối

Phải kiểm tra độ ổn định của thanh đứng trên gối để đảm bảo cho thanh này không mất ổn định ra ngoài mặt phẳng sườn dầm (đây là thanh đứng quy ước bao gồm phần mặt cắt của sườn dầm và mặt cắt của sườn tăng cường đứng tại mặt cắt trên gối của dầm):

$$\sigma = \frac{Q_{tt}}{d.F_{ng}} \leq R \tag{9.13}$$

trong đó:

Q_{tt} - lực cắt tính toán tại mặt cắt gối;

F_{ng} - diện tích nguyên của mặt cắt thanh đứng trên gối bao gồm các sườn tăng cường đứng tại gối và dải thép phần bản bụng có bề rộng kể từ trục thanh về mỗi phía là 14 lần bề dày bản bụng;

φ - hệ số giảm cường độ tính toán, phụ thuộc vào độ mảnh λ, mà $\lambda = l_0/r$; ở đây chiều dài tự do l_0 lấy bằng 0,7 khoảng cách giữa các nút của hệ liên kết ngang bố trí tại gối; nếu liên kết ngang là thép I hay thép U, hàn hoặc tán đinh vào sườn tăng cường đứng tại gối thì l_0 lấy bằng khoảng cách từ mép đường hàn hay đinh trên cùng đến mép trên sườn dầm hoặc mép đường hàn hay đinh dưới cùng đến mép dưới sườn dầm tuỳ theo giá trị nào lớn hơn; r - bán kính quán tính của tiết diện thanh đứng trên gối lấy đối với trục nằm ngang song song với trục dầm;

R - cường độ tính toán của thép làm dầm khi chịu lực dọc trục.

9.1.2.1.9. Kiểm toán ổn định cục bộ của sườn dầm

Phải kiểm toán ổn định cục bộ của sườn dầm trong những trường hợp sau:

a) Khi không có sườn tăng cường đứng mà chiều cao tính toán của sườn dầm lớn hơn hay bằng 50 lần bề dày sườn dầm ($h_s \geq 50\delta$);

b) Khi có các sườn tăng cường đứng, bố trí cách nhau trên 2m hoặc 2 lần h_s;

c) Khi có các sườn tăng cường đứng, bố trí cách nhau dưới 2m hoặc dưới 2. h_s mà $h_s \geq 80\delta$ đối với thép cácbon, $h_s \geq 65\delta$ đối với thép hợp kim thấp, trong đó h_s - chiều cao tính toán của sườn dầm, lấy bằng chiều cao sườn nếu là dầm hàn, lấy bằng khoảng cách giữa các hàng đinh liên kết cánh và sườn nếu là dầm tán ghép; δ - bề dày sườn dầm.

Công thức kiểm tra ổn định cục bộ sườn dầm lấy như trong quy trình thiết kế.

9.1.2.1.10. Kiểm toán về tần số hay chu kỳ dao động riêng

Kết cấu nhịp phải được kiểm toán về tần số hay chu kỳ của dao động riêng để không xảy ra hiện tượng cộng hưởng khi có tác động của hoạt tải. Với cầu trên đường ô tô, cầu

thành phố và cầu bộ hành chu kỳ dao động riêng theo phương thẳng đứng không được nằm trong phạm vi từ 0,45s đến 0,6s; còn chu kỳ dao động theo phương nằm ngang không được trùng hoặc bằng bội số của chu kỳ dao động riêng theo phương thẳng đứng. Chu kỳ dao động riêng của kết cấu nhịp giản đơn có thể tính theo công thức:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{C}} \tag{9.14}$$

trong đó:

T - chu kỳ dao động riêng, tính bằng séc;

M - khối lượng thu gọn, tính theo công thức:

$$M = \frac{ql}{2g} \tag{9.15}$$

q - tĩnh tải tiêu chuẩn phân bố đều;

l - khẩu độ dầm;

g - gia tốc trọng trường;

C- đặc trưng độ cứng, tính theo công thức:

$$C = \frac{1}{\delta} \tag{9.15}$$

- Độ võng theo phương thẳng đứng hoặc nằm ngang (tuỳ theo khi tính chu kỳ dao động riêng thẳng đứng hoặc nằm ngang) khi có tải trọng tập trung bằng đơn vị, đặt ở giữa nhịp theo phương tính dao động.

9.1.2.1.11. Kiểm toán dầm dọc phụ

Dầm dọc của hệ dầm mặt cầu được kiểm toán theo sơ đồ dầm giản đơn có khẩu độ bằng khoảng cách tim hai dầm ngang ở hai đầu.

9.1.2.1.12. Kiểm toán dầm ngang

Dầm ngang của hệ dầm mặt cầu được kiểm toán theo sơ đồ dầm giản đơn có khẩu độ bằng khoảng cách tim hai dầm chủ.

Dầm dọc cụt ở đầu kết cấu nhịp được kiểm toán theo khả năng chịu mômen uốn tại tiết diện nối vào dầm ngang khi bánh xe của trục nặng nhất đứng tại đầu mút dầm dọc này. Kiểm tra ứng suất pháp theo công thức (9.1), ứng suất tiếp theo công thức (9.2), kiểm tra mối nối dầm ngang giống như kiểm tra mối nối dầm dọc và dầm ngang.

9.1.2.1.13. Kiểm toán liên kết dầm dọc với dầm ngang

Liên kết dầm dọc với dầm ngang được tính với nội lực Q bằng lực cắt tính toán ở mặt cắt gối và M bằng 0,6 mômen uốn tính toán tại mặt cắt giữa dầm dọc khi độ cứng tại hai gối khác nhau, bằng 0,5 mômen uốn tính toán tại mặt cắt giữa dầm dọc khi độ cứng tại

hai gối (hai đầu dầm dọc) như nhau. Phải kiểm toán theo các trường hợp: liên kết có hai bản cá trên và dưới, liên kết chỉ có bản cá trên và liên kết không có bản cá.

a) Liên kết có hai bản cá trên và dưới: Trường hợp này có thể xem như bản cá chịu toàn bộ mômen, còn liên kết bằng thép góc ở sườn dầm chịu toàn bộ lực cắt.

Theo điều kiện bền chịu kéo của bản cá:

$$\sigma = \frac{M}{(h_d + \delta).b_c.\delta} \le R \qquad (9.17)$$

trong đó:

M - mômen uốn tại liên kết;

h_d - chiều cao dầm dọc;

δ - bề dày bản cá;

b_c - bề rộng bản cá có trừ lỗ đinh.

Theo điều kiện bền của số đinh liên kết bản cá với các dầm dọc:

$$\frac{M}{(h_d + \delta).n} \le T \qquad (9.18)$$

trong đó:

n - số đinh liên kết bản cá với cánh dầm dọc;

T - khả năng chịu lực của một đinh tán;

Các kí hiệu khác như trong công thức (9.17)

Theo điều kiện bền của số đinh liên kết sườn dầm dọc với sườn dầm ngang:

$$\frac{Q}{0,9n_s} \le T \qquad (9.19)$$

trong đó:

Q- lực cắt tại liên kết;

0,9 - hệ số điều kiện làm việc;

n_s - số đinh liên kết sườn dầm dọc với sườn dầm ngang;

T - khả năng chịu lực của một đinh tán.

b) Liên kết chỉ có bản cá trên:

Theo điều kiện bền của số đinh liên kết bản cá với cánh trên dầm dọc:

$$\frac{M}{h_d.n} \le T \qquad (9.20)$$

Theo điều kiện bền chịu kéo của bản cá:

$$\frac{M}{h_d \cdot b_c \cdot \delta} \leq R \qquad (9.21)$$

Theo điều kiện bền của số đinh nối sườn dầm ngang với sườn dầm dọc và cánh đứng của vai kê:

$$\frac{Q}{0,9n'_s} \leq T \qquad (9.22)$$

Trong các công thức từ (9.20) đến (9.22):

n'_s - số đinh nối sườn dầm ngang với sườn dầm dọc và cánh đứng của vai kê;

Các kí hiệu khác - như trên.

Ghi chú:

- Công thức (9.22) là công thức gần đúng. Khi cần xét đến tác dụng của vai kê có thể dùng công thức chính xác hơn trong quy trình thiết kế.

- Ở các công thức (9.17) và (9.21) nếu xét đến điều kiện bền mỏi của bản cá thì đưa thêm hệ số γ vào mẫu số của vế trái, tương ứng M lấy là mômen để kiểm tra bền mỏi.

c) Liên kết không có bản cá:

$$\frac{Q}{0,7.n} \leq T \qquad (9.23)$$

trong đó: n - số đinh liên kết sườn dầm;

Các kí hiệu khác - như trên.

9.1.2.1.14. Kiểm toán liên kết dầm ngang với dầm chủ

Liên kết dầm ngang với dầm chủ được kiểm tra theo lực cắt tính toán ở mặt cắt gối của dầm ngang, mômen uốn tính toán được xét thông qua hệ số điều kiện làm việc.

Theo điều kiện bền của số đinh liên kết thép góc với sườn dầm ngang:

$$\frac{Q}{0,9.n_n} \leq T \qquad (9.24)$$

Theo điều kiện bền của số đinh liên kết thép góc với bản nút:

$$\frac{Q}{0,85.n_t} \leq T \qquad (9.25)$$

Trong hai công thức (9.24) và (9.25):

0,9 và 0,85 - hệ số điều kiện làm việc;

n_n - số đinh liên kết thép góc với sườn dầm ngang;

n_t - số đinh liên kết thép góc với bản nút;

T - khả năng chịu lực của một đinh.

9.1.2.2. Xác định khả năng chịu lực của dàn chủ

Khả năng chịu tải của dàn chủ được xác định qua kiểm toán các thanh dàn, các bản nút và cổng cầu.

Các thanh của dàn chủ phải được kiểm toán về độ bền, độ mỏi, độ ổn định và việc liên kết đầu thanh vào nút dàn.

Các nút dàn phải được kiểm tra theo điều kiện xé rách.

Khi kiểm toán cổng cầu phải xét cả tổ hợp phụ trong đó có kể tới lực gió và lực hãm xe.

Khi tính toán các đặc trưng hình học các thanh dàn phải nhớ trừ mặt cắt bị tiêu hao do gỉ và các hư hỏng khác. Cần chú ý đến hiện tượng do tiêu hao tiết diện mà thanh phải chịu lực lệch tâm nên tạo thành mômen phụ

Nội lực trong các thanh của dàn xác định theo các phương pháp trong quy trình thiết kế nhưng phải xét đến mặt cắt thực của các thanh khi dàn là siêu tĩnh.

9.1.2.2.1. Kiểm toán thanh chịu kéo

Theo điều kiện bền:

$$\frac{N_{tt}}{F_{tt}} \le R \qquad (9.26)$$

Theo điều kiện bền mỏi:

$$\frac{N'}{\gamma . F_{tt}} \le R \qquad (9.27)$$

trong hai công thức (9.26) và (9.27):

N_{tt}, N' - nội lực tính toán và nội lực để tính mỏi;

F_{tt} - diện tích mặt cắt thực của thanh;

γ - hệ số giảm cường độ tính toán do mỏi;

R - cường độ tính toán khi chịu lực dọc trục.

9.1.2.2.2. Kiểm toán thanh chịu nén

Theo điều kiện bền dùng công thức (9.26), theo điều kiện mỏi dùng công thức (9.27) và theo điều kiện ổn định dùng công thức:

$$\frac{N_{tt}}{d.F_{ng}} \le R \qquad (9.28)$$

trong đó:

F_{ng} - diện tích mặt cắt nguyên;

φ - hệ số giảm cường độ tính toán khi xét ổn định, φ phụ thuộc vào độ mảnh

λ - chiều dài tự do l_0, các ký hiệu khác như ở công thức (9.26) và (9.27)

9.1.2.2.3. Kiểm toán thanh chịu kéo uốn đồng thời

Theo độ bền: $$\sigma = \frac{N_{tt}}{F_{tt}} + \frac{M_{tt}}{W_{tt}} \le R \qquad (9.29)$$

Theo độ bền mỏi: $$\sigma = \frac{N'}{F_{tt}} + \frac{M'}{W_{tt}} \le \gamma . R \qquad (9.30)$$

trong hai công thức (9.29) và (9.30):

N_{tt}, M_{tt} - nội lực tính toán;

F_{tt}, W_{tt} - diện tích và mômen chống uốn thực của mặt cắt nguy hiểm nhất;

N', M' - nội lực để tính mỏi;

γ - hệ số giảm cường độ tính toán do mỏi;

R - cường độ tính toán, lấy bằng cường độ tính toán khi uốn nếu $\frac{N_{tt}}{F_{tt}} \le \frac{M_{tt}}{W_{tt}}$, lấy bằng cường độ tính toán khi chịu lực dọc trục nếu ngược lại.

Thanh chịu nén uốn đồng thời, ngoài kiểm tra điều kiện bền và bền mỏi theo công thức (9.29) và (9.30) còn phải kiểm tra điều kiện ổn định theo công thức (9.28), khi đó hệ số φ không những phụ thuộc vào độ mảnh λ mà còn phụ thuộc vào độ lệch tâm tương đối i = e/ρ, trong đó độ lệch tâm $e = \frac{M_{tt}}{N_{tt}}$, bán kính lõi tiết diện theo phương lệch tâm $\rho = \frac{W_{ng}}{F_{ng}}$.

Trong trường hợp mặt phẳng có độ mảnh lớn nhất không trùng với mặt phẳng uốn thì trong công thức (9.28) thay φ bằng φ_2 với:

$$đ_2 = \frac{đ}{1 + i\varphi đ} \qquad (9.31)$$

trong đó:

φ - lấy theo mặt phẳng có độ mảnh lớn nhất;

i - độ lệch tâm tương đối lấy trong mặt phẳng bị uốn.

Để kiểm tra độ bền mỏi theo công thức (9.30) mômen M' lấy như sau:

$$M' = \frac{M_{tc}}{1 \pm \left(\frac{N_{tc}}{N_{э}}\right)} \qquad (9.32)$$

trong đó:

M_{tc}, N_{tc} - mômen uốn và lực dọc tiêu chuẩn;

Trước số hạng thứ hai ở mẫu số, lấy dấu (+) khi lực dọc là lực kéo, lấy dấu (-) nếu là lực nén;

$N_э$ - lực tới hạn Euler (Ơle), tính theo công thức:

$$N_э = \frac{\pi^2 . E . I_{ng}}{l_0^2} \quad (9.33)$$

trong công thức (9.33)

I_{ng} - mômen quán tính nguyên của mặt cắt thanh;

l_0 - chiều dài tự do lấy trong mặt phẳng uốn.

9.1.2.2.4. Thanh chịu nén có mặt cắt ghép từ các nhánh

Còn phải kiểm toán thanh giằng hay bản giằng theo các công thức trong quy trình thiết kế.

9.1.2.2.5. Đối với thanh dàn

Còn phải kiểm tra chỗ liên kết đầu thanh vào nút dàn.

Nếu đầu thanh liên kết vào nút dàn bằng đinh tán:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{tt}}{n} + \frac{M_{tt} . r_{max}}{\sum r_i^2} \sin\alpha\right)^2 + \left(\frac{M_{tt} . r_{max}}{\sum r_i^2} \cos\alpha\right)^2} \le T \quad (9.34)$$

trong đó:

N_{tt}, M_{tt} - nội lực tính toán;

r_i - khoảng cách từ đinh thứ i đến trọng tâm nhóm đinh;

r_{max}- khoảng cách từ đinh xa nhất đến trọng tâm nhóm đinh;

α - góc giữa bán kính r_{max} và trục thanh;

n - số đinh liên kết ở đầu thanh.

Nếu đầu thanh liên kết vào nút dàn bằng hàn:

$$\sqrt{\left(\frac{N_{tt}}{F_h} + \frac{M_{tt} . r_{max}}{J_o} \sin\alpha\right)^2 + \left(\frac{M_{tt} . r_{max}}{J_o} \cos\alpha\right)^2} \le R \quad (9.35)$$

trong đó:

F_h - mặt cắt tính toán của đường hàn;

J_o - mômen quán tính của mặt cắt tính toán đường hàn;

R - cường độ tính toán chịu cắt của đường hàn;

các kí hiệu khác - như trong công thức (9.34)

9.1.2.2.6. Bản nút dàn được kiểm tra theo điều kiện xé rách

$$0,9 \cdot \Sigma F_i \cdot R_i \geq N_{tt} \qquad (9.36)$$

trong đó:

0,9 - hệ số điều kiện làm việc.

F_i, R_i - phần diện tích và cường độ tính toán tương ứng. Khi trục thanh vuông góc với diện tích F_i thì R_i lấy bằng cường độ tính toán khi chịu lực dọc trục R_o; Khi F_i xiên với trục thanh 60° thì R_i lấy bằng 0,75 R_o; Khi F_i song song với trục thanh, R_i lấy bằng cường độ chịu cắt; Các trường hợp trung gian lấy theo nội suy.

N_{tt} - lực dọc tính toán gây ra xé rách.

Khi cần kiểm tra thêm điều kiện bền của một vài mặt cắt bản nút chịu kéo hay nén đồng thời với chịu uốn.

9.1.2.2.7. Xác định khả năng chịu lực của hệ liên kết dọc, cổng cầu và gối cầu

Các thanh của hệ liên kết dọc (giằng gió) phải kiểm toán theo độ ổn định không được vượt quá trị số độ mảnh cho phép sau đây:

- Với liên kết dọc bố trí trong mặt phẳng mạ chịu kéo của dàn chủ: 200.
- Với liên kết dọc bố trí trong mặt phẳng mạ chịu nén của dàn chủ: 150.

Khi tính độ mảnh, chiều dài tự do của các thanh trong hệ liên kết xác định như tính chiều dài l_o của các thanh trong dàn chủ. Khi thanh mạ dàn chủ có mặt cắt hai bản đứng thì chiều dài hình học các thanh hệ liên kết dọc lấy bằng chiều dài đường tim tính từ các bản đứng phía bên trong của thanh mạ.

Các thanh xiên hay thanh đứng ở gối của dàn chủ, đồng thời làm nhiệm vụ chân khung cổng cầu, phải được kiểm toán với nội lực do tĩnh tải, hoạt tải thẳng đứng và tải trọng gió theo phương ngang cầu gây ra.

Theo điều kiện bền: dùng công thưc (9.29) kiểm tra với chú ý là trong N_{tt} và M_{tt} có cả lực dọc và mômen uốn do tải trọng gió sinh ra ở mặt cắt chân cổng cầu.

Theo điều kiện ổn định: dùng công thức (9.28) và kiểm tra theo thanh chịu nén uốn đồng thời. Khi kiểm tra lấy M_{tt} là giá trị lớn nhất ở đoạn giữa có chiều dài bằng một phần ba chiều dài chân khung cổng cầu và chỉ xét ổn định trong mặt phẳng của khung cổng cầu tức là thanh bị uốn ra ngoài mặt phẳng dàn chủ.

Kiểm tra các thớt gối chịu ép mặt, trong khớp hình trụ (với góc tiếp xúc trung tâm của các bề mặt bằng hay lớn hơn 90°) theo công thức:

$$\frac{A}{1,25r.l.m} \leq R_{em} \qquad (9.37)$$

Tính con lăn chịu nén theo đường kính dùng công thức:

$$\frac{A}{2n.r.l.m} \leq R_k \tag{9.38}$$

trong hai công thức (9.37) và (9.38):

A - áp lực tác động lên gối;

r - bán kính cong của bề mặt khớp hoặc con lăn;

l - chiều dài con lăn;

n - số con lăn;

m - hệ số điều kiện làm việc m = 0,9;

R_{em}, R_k - cường độ tính toán khi chịu ép mặt và chịu nén theo đường kính.

9.1.3. Xét ảnh hưởng của các hư hỏng và khuyết tật

Ảnh hưởng của gỉ phải được xét đến khi kiểm tra khả năng chịu lực bằng cách: trong các công thức tính toán, các đặc trưng hình học mặt cắt được đưa vào đều đã phải trừ phần bị giảm yếu do gỉ đi.

Khi kiểm toán độ bền mỏi còn phải xét đến hệ số tập trung ứng suất do bị gỉ, hệ số này cho trong bảng 9.5. Tất cả những chỗ lõm, những vết nứt làm giảm yếu mặt cắt cũng phải được tính đến khi xác định các đặc trưng hình học. Trong các đặc trưng hình học chỉ tính phần mặt cắt không bị khuyết tật, lấy đến cách mép chỗ lõm hoặc vết nứt từ 3 đến 5mm. Với các vết nứt đã khoan lỗ để ngăn chặn không cho nứt phát triển, thì mặt cắt tính toán được kể đến mép lỗ khoan.

Chú ý khi kiểm toán thanh chịu kéo, chịu nén mà phần mặt cắt bị tiêu hao không đối xứng thì sẽ làm cho trọng tâm mặt cắt thay đổi, lúc đó cần phải xét thêm mômen phụ do hiện tượng này gây ra.

Khi kiểm tra khả năng chịu lực của kết cấu, nếu có bộ phận bị cong vênh thì phải xét đến hiện tượng này. Thanh chịu nén bị cong với đường tên f vượt quá l_o/400 cho thanh ghép hoặc tiết diện chữ H và 1,7ρ cho thanh tiết diện chữ U (với l_o - chiều dài tự do; ρ - bán kính lõi tiết diện), ảnh hưởng của khuyết tật cong vênh này được xét thông qua hệ số uốn dọc φ. Hệ số uốn dọc φ trong trường hợp này lấy theo bảng 9.6.

Nếu thanh ghép mà nhánh của thanh bị cong với f vượt quá l_o/250 thì diện tích mặt cắt tính toán chỉ được kể những phần không bị cong.

Thanh chịu nén có bản thép hay thép góc bị cong cục bộ với f lớn hơn f_1 thì không kể các bản thép hay thép góc ấy vào tiết diện tính toán (ρ_1 bán kính lõi của phần bị khuyết tật, lấy ở phương đối lập với độ lệch tâm).

Bảng 9.6. Hệ số uốn dọc φ với thép các bon

λ độ mảnh	Độ lệch tâm tương đối i												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,85	0,79	0,68	0,60 (0,58)	0,52 (0,50)	0,43 (0,41)	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68 (0,67)	0,60 (0,57)	0,52 (0,50)	0,42 (0,40)	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77 (0,76)	0,67 (0,66)	0,58 (0,56)	0,50 (0,49)	0,41 (0,40)	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,76 (0,73)	0,65 0,63	0,56 0,54	0,49 0,47	0,40 (0,39)	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,79 (0,77)	0,73 0,70	0,63 0,61	0,54 0,52	0,47 0,45	0,39 (0,38)	0,32	0,28	0,24	0,22	0,21	0,17
50	0,82 (0,80)	0,76 0,73	0,70 0,65	0,60 0,57	0,51 0,49	0,45 0,43	0,37 (0,36)	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78 (0,73)	0,72 0,66	0,66 0,60	0,57 0,53	0,49 0,46	0,43 0,41	0,35 (0,34)	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74 (0,66)	0,67 0,60	0,62 0,54	0,54 0,48	0,46 0,42	0,41 0,38	0,34 (0,32)	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69 (0,60)	0,62 0,54	0,57 0,49	0,50 0,43	0,43 0,39	0,38 0,36	0,32 (0,31)	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63 (0,54)	0,56 0,49	0,51 0,44	0,45 0,40	0,40 0,36	0,36 0,33	0,30 (0,28)	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56 (0,49)	0,49 0,44	0,45 0,40	0,41 0,37	0,37 0,33	0,33 0,30	0,29 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49 (0,44)	0,43 0,40	0,41 0,37	0,37 0,34	0,34 0,31	0,31 0,29	0,27 (0,25)	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14
120	0,43 (0,41)	0,39 0,37	0,37 0,34	0,34 0,31	0,31 0,28	0,29 0,27	0,25 (0,23)	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	0,38 (0,37)	0,35 0,34	0,33 0,31	0,31 0,29	0,29 0,27	0,26 0,25	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	0,34	0,31	0,30 (0,29)	0,28 0,27	0,26 0,25	0,24 (0,23)	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12
150	0,31	0,28	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,12
160	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,11
170	0,15	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
180	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
190	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
200	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

Ghi chú: Số trong ngoặc là đối với tiết diện hàn và cần chữ I và H

Bảng 9.6 (tiếp). Hệ số uốn dọc φ với thép hợp kim thấp

λ độ mảnh	Độ lệch tâm tương đối i												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,69	0,66	0,54	0,44	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,56	0,49	0,40	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
					(0,55)	(0,48)	(0,39)						
40	0,85	0,77	0,69	0,59	0,52	0,46	0,38	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
	(0,84)	(0,76)	(0,68)	(0,58)	(0,51)	(0,45)	(0,37)						
50	0,80	0,73	0,64	0,54	0,48	0,43	0,36	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
	(0,78)	(0,70)	(0,62)	(0,52)	(0,46)	(0,42)	(0,35)						
60	0,74	0,66	0,58	0,48	0,43	0,39	0,33	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
	(0,71)	(0,63)	(0,56)	(0,46)	(0,41)	(0,38)	(0,32)						
70	0,67	0,58	0,51	0,43	0,39	0,35	0,30	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
	(0,63)	(0,55)	(0,49)	(0,41)	(0,37)	(0,34)	(0,29)						
80	0,58	0,50	0,45	0,38	0,35	0,32	0,27	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
	(0,53)	(0,46)	(0,42)	(0,35)	(0,33)	(0,31)	(0,26)						
90	0,48	0,43	0,40	0,34	0,31	0,29	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
	(0,43)	(0,49)	(0,37)	(0,31)	(0,26)	(0,28)	(0,24)						
100	0,40	0,38	0,35	0,30	0,28	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
	(0,36)	(0,34)	(0,32)	(0,27)	(0,26)	(0,25)	(0,22)						
110	0,35	0,33	0,31	0,27	0,25	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
	(0,32)	(0,30)	(0,29)	(0,26)	(0,24)	(0,22)	(0,20)						
120	0,30	0,29	0,27	0,24	0,23	0,22	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
	(0,28)	(0,27)	(0,26)	(0,23)	(0,22)	(0,21)	(0,18)						
130	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
	(0,25)	(0,24)	(0,23)	(0,21)	(0,20)	(0,18)	(0,17)						
140	0,24	0,23	0,22	0,19	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
	(0,23)	(0,22)	(0,21)	(0,18)	(0,18)	(0,17)	(0,16)						
150	0,22	0,21	0,20	0,17	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10
160	0,20	0,19	0,18	0,16	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
170	0,18	0,17	0,16	0,14	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09
180	0,16	0,16	0,15	0,13	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
190	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08
200	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08

Ghi chú: Số trong ngoặc là đối với tiết diện hàn và cán chữ I và H

9.2. KẾT CẤU NHỊP DẦM BTCT THƯỜNG

9.2.1. Nguyên tắc chung

Công tác kiểm toán cầu BTCT thường, nhằm:

- Xác định khả năng chịu tải của cầu đối với tải trọng đoàn xe tiêu chuẩn;
- Xác định khả năng chịu tải của cầu cho một xe cụ thể cần chạy qua;
- Tính các trị số ứng suất, biến dạng của cầu để so sánh với kết quả thử tải.

Khả năng chịu tải của cầu được xác định theo khả năng chịu tải của bộ phận nào (kết cấu nhịp, trụ, mố...) có khả năng chịu tải thấp nhất.

Khi chỉ kiểm định phần kết cấu nhịp (trụ, mố... không có vấn đề gì, hoặc chưa có điều kiện kiểm định) thì khả năng chịu tải của kết cấu nhịp được lấy theo khả năng chịu tải của bộ phận yếu nhất (dầm chủ, dầm dọc, dầm ngang, bản mặt cầu v.v...).

Trọng lượng riêng để tính trọng lượng bản thân các cấu kiện bêtông và BTCT lấy theo bảng 9.7.

Bảng 9.7. Trọng lượng riêng của bêtông và BTCT

Vật liệu	Năm thiết kế	
	1906-1937	1938-1961
Bê tông	2200	2400
Bê tông cốt thép	2400	2600

Sơ đồ và kích thước của hoạt tải thẳng đứng cũng như quy tắc bố trí hoạt tải, hệ số làn xe, hệ số động lực lấy theo tiêu chuẩn của năm thiết kế.

Khi không xác định được các số liệu về tải trọng thiết kế, ứng suất cho phép... ứng với năm thiết kế thì phải tính với loại tải trọng thiết kế nhỏ hơn hoặc lấy các số liệu ứng với nội lực nhỏ hơn của nội lực để xác định khả năng chịu tải của kết cấu.

9.2.2. Xác định nội lực cho phép do hoạt tải gây ra

Khả năng chịu hoạt tải được biểu thị bằng một xe (bánh lốp - bánh xích) hoặc kiểm toán cho một loại xe cụ thể để xác định khả năng nội lực cho phép do hoạt tải gây ra được tính theo công thức sau:

Theo điều kiện cường độ:

$$[S]_a = \frac{S^{ghl} - \sum n_g.S_g}{n_k} \qquad (9.39)$$

Theo điều kiện độ bền chống nứt:

$$[S]=\frac{S^{ghIII}-\sum S_g}{0,8} \tag{9.40}$$

trong hai công thức trên:

S^{ghI} - nội lực (mômen uốn, lực cắt...) giới hạn mà mặt cắt của cấu kiện phải chịu theo điều kiện cường độ, tính toán theo quy trình thiết kế cầu hiện hành hoặc theo các điều hướng dẫn ở chương này;

$S^{gh\,III}$ - nội lực giới hạn mà mặt cắt của cấu kiện phải chịu theo điều kiện độ bền chống nứt, tính theo quy trình thiết kế cầu hiện hành;

S_g - nội lực trong mặt cắt cấu kiện do trọng lượng bản thân gây ra;

n_g - hệ số vượt tải của tĩnh tải;

n_k - hệ số vượt tải do hoạt tải đơn chiếc hay xe nặng cụ thể gây ra.

Trị số được lấy để tính toán sẽ là giá trị nhỏ hơn trong hai điều kiện trên.

Khi kiểm toán với đoàn xe ô tô tiêu chuẩn thì nội lực cho phép do hoạt tải gây ra được tính theo công thức sau:

Theo điều kiện cường độ:

$$[S]_a=\frac{S^{ghI}-\sum n_g.S_g-n_t.S_t}{n_a.(1+\mu)\varepsilon} \tag{9.41}$$

Theo điều kiện độ bền chống nứt:

$$[S]=\frac{S^{ghIII}-\sum S_g-S_t}{\varepsilon} \tag{9.42}$$

trong hai công thức trên:

n_t, S_t - hệ số vượt tải và nội lực do tải trọng người đi trên đường bộ hành của cầu gây ra tại mặt cắt của cấu kiện;

n_a, $(1+\mu)$, ε - hệ số vượt tải, hệ số xung kích và hệ số làn xe của tải trọng đoàn xe ôtô;

Các kí hiệu khác - như ở hai công thức (9.39) và (9.40).

Mômen uốn tiêu chuẩn tại mặt cắt trong các cấu kiện BTCT, được xác định theo công thức:

$$M^{I}_{gh}=M_n\frac{R_a}{[\sigma_a]}m_f.m_r \tag{9.43}$$

trong đó:

M_n - mômen toàn phần trong mặt cắt cấu kiện, tính theo tiêu chuẩn của năm thiết kế;

R_a - cường độ tính toán của cốt thép theo tiêu chuẩn thiết kế hiện hành

$[\sigma_a]$ - ứng suất cho phép của cốt thép theo tiêu chuẩn năm thiết kế;

m_f - hệ số xét đến các hư hỏng của cấu kiện, nếu không có hư hỏng thì $m_f = 1,0$;

m_v - hệ số điều kiện làm việc, đối với các cấu kiện của hệ dầm cầu đổ tại chỗ có xét đến hiệu ứng vòm (xem bảng 9.8).

Bảng 9.8. Hệ số làm việc có xét đến hiệu ứng vòm

Cấu kiện và đặc trưng		m_v
Bản mặt cầu có các cạnh là a và b	Khi 2/3 ≤ a/b ≤ 3/2	1,25
	Khi a/b ≤ 2/3	1,10
Dầm phụ nhiều nhịp ngang và dọc	Các nhịp giữa	1,20
	Nhịp biên	1,10
Dầm ngang một nhịp		1,10

Trong tính toán khi dùng đến các số liệu về cường độ của vật liệu và có xét đến các hư hỏng, khuyết tật thực tế thì:

- Cường độ bêtông lấy theo cường độ và môđun đàn hồi thí nghiệm được từ mẫu khoan lấy thực tế trong kết cấu, hoặc có được qua xử lý các kết quả thử nghiệm bằng các phương pháp không phá huỷ (siêu âm, phóng xạ, búa gõ hoặc súng bắn...).

- Cường độ của thép lấy theo số liệu trong hồ sơ kĩ thuật của cầu hoặc căn cứ vào kết quả thí nghiệm mẫu thép thực tế lấy từ cầu.

- Những chỗ bêtông bị sứt vỡ, nếu ở miền bị kéo thì bỏ qua, nếu thuộc miền chịu nén thì phải xử lý bằng cách giảm diện tích miền chịu nén tương ứng.

- Cốt thép bị cắt đứt hoặc bị gỉ phải xử lý bằng giảm diện tích cốt thép tương ứng trong tính toán.

9.3. KẾT CẤU NHỊP DẦM BTCT DỰ ỨNG LỰC

9.3.1. Nguyên tắc chung

Phần này hướng dẫn các tính toán khi kiểm định các kết cấu nhịp cầu bêtông dự ứng lực thuộc các hệ dầm giản đơn, dầm hẫng, dầm liên tục - có cốt thép dự ứng lực được kéo căng trước hoặc sau khi đúc bêtông. Các chỉ dẫn này không áp dụng cho các kết cấu dự ứng lực ngoài. Khi kiểm định các cầu khung bằng BTCT dự ứng lực, có thể tham khảo, vận dụng các hướng dẫn ở đây.

Các tính toán kiểm định được tiến hành theo phương pháp các trạng thái giới hạn, phù hợp với các quy định trong tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành. Cần thực hiện kiểm toán

về cường độ, vết nứt, về độ võng, về chuyển vị đối với tất cả các bộ phận chủ yếu của kết cấu: bản mặt cầu, dầm dọc, dầm ngang, kết cấu chịu lực chính, gối cầu. Riêng kiểm toán về dao động thì chỉ thực hiện với kết cấu dầm chủ, khung chủ.

9.3.2. Các đặc trưng vật liệu bêtông, cốt thép

Mác bêtông của kết cấu lấy theo hồ sơ kỹ thuật của cầu. Khi không có hồ sơ kỹ thuật thì có thể vận dụng các cách làm sau:

Phương pháp đáng tin cậy nhất là thí nghiệm trên mẫu bêtông được khoan lấy ra trực tiếp từ kết cấu thực. Kích thước mẫu, vị trí lấy, phương pháp khoan, nội dung thí nghiệm... cần thực hiện theo đề cương chi tiết được duyệt.

Ngoài phương pháp trên, các phương pháp không phá huỷ là các phương pháp gián tiếp - thông qua các thông số vật lý, không làm tổn thương đến kết cấu, như dùng kỹ thuật xung siêu âm, phóng xạ, súng bật nẩy, búa gõ... để xác định tính chất cơ lý cụ thể của vật liệu - có thể được dùng để kiểm tra độ đồng đều và cho các số liệu tham khảo.

Khi kết hợp chặt chẽ với phương pháp trực tiếp ép mẫu thực nói trên, lấy số liệu nơi đã lấy mẫu thực đem đi ép làm chuẩn, thì các phương pháp không phá huỷ có thể cung cấp các số liệu về mác (cường độ) bêtông thực tế của kết cấu ở tất cả các nơi ta cần thiết. Khi sử dụng máy đo xung siêu âm kết hợp với súng bật nẩy cần tuân thủ các chỉ dẫn của Tiêu chuẩn 20 TCN 171 : 1989.

Cần đo thử và tập hợp số liệu về cường độ bêtông thực tế, riêng biệt ở các vị trí mặt cắt đặc trưng, tại các chỗ hư hỏng hay có khuyết tật của từng bộ phận của kết cấu nhịp cầu. Kết quả đo đạc phải được thống kê, xử lý để xác định trị số cường độ tiêu chuẩn đặc trưng cho bêtông của từng bộ phận riêng biệt.

Mác bêtông thực tế Z_{cm} được lấy là trị số kỳ vọng toán học sau khi đã xử lý các số liệu đo đạc đã thống kê được (có thể lấy một cách gần đúng bằng trị số trung bình cộng của tất cả các số đo sau khi đã loại bỏ các số liệu vô lý, theo quy tắc thống kê).

Cường độ chịu nén đặc trưng của bêtông thực tế, ký hiệu là Z_c, là trị số ứng với xác suất 0,95 sau khi xử lý thống kê các số liệu đo theo quy tắc toán học.

Mức độ đồng đều chất lượng bêtông của một bộ phận kết cấu nào đó có thể được đánh giá sơ bộ theo chỉ tiêu sau:

- Nếu mác bêtông thực tế $Z_{cm} \leq 1{,}1\ Z_c$ thì chất lượng bêtông là đồng đều;

- Nếu mác thực tế $Z_{cm} \geq 1{,}35Z_c$ thì chất lượng bêtông là không đồng đều.

Cường độ chịu kéo đặc trưng của bêtông, ký hiệu là Z_t, được xác định quy ước theo công thức: $Z_t = 0{,}6 + 0{,}06Z_c$ (đơn vị MPa).

. Các trị số ứng suất giới hạn của bêtông khi khai thác dưới tác động của bất kỳ tổ hợp tai trọng nào đều phải dưới các giới hạn sau:

- Ứng suất nén không được lớn hơn $0,5Z_c$

- Ứng suất kéo không được lớn hơn $1,5Z_t$

Các trị số này cũng dùng để kiểm toán và quyết định tải trọng sẽ dùng để thử tải cầu.

Cường độ tính toán chịu nén của bêtông δ_{bc} khi kiểm toán theo trạng thái giới hạn phá huỷ được lấy bằng:

$$\delta_{bc} = 0,85\frac{Z_{cj}}{\gamma_b} \quad (9.44)$$

Với γ_b là hệ số tin cậy của vật liệu = 1,3.

Cường độ tính toán chịu cắt trượt của bêtông δ_{ct} khi kiểm toán theo trạng thái giới hạn phá huỷ được lấy bằng:

$$\delta_{ct} = 0,15\frac{Z_{cj}}{\gamma_b} \quad (9.45)$$

Môđun biến dạng của bêtông:

Khi tính toán dưới tác động của hoạt tải, lấy theo môđun biến dạng tức thời:

$$E_i = 1100\sqrt[3]{Z_c} \quad \text{(MPa)} \quad (9.46)$$

Khi tính toán dưới tác động của tĩnh tải, lấy theo môđun biến dạng dọc dài hạn (bao gồm cả biến dạng tức thời với biến dạng trễ):

$$E_v = \frac{1100}{3}\sqrt{Z_c} \quad \text{(MPa)} \quad (9.47)$$

Cường độ đặc trưng ứng với giới hạn kéo đứt của cốt thép cường độ cao trong kết cấu bêtông dự ứng lực được lấy theo hồ sơ thiết kế hay hồ sơ hoàn công. Khi không có hồ sơ, có thể tham khảo các trị số sau đây, nhưng phải ghi chú rõ:

Với các dầm BTCT dự ứng lực ở miền Bắc mà dùng loại bó cáp gồm 24 sợi 5mm song song thì lấy theo số liệu cốt thép sợi cường độ cao ϕ 5mm do Nga sản xuất.

Với các dầm BTCT dự ứng lực giản đơn, kiểu định hình theo tiêu chuẩn Mỹ ở miền Nam, lấy theo số liệu cáp xoắn 7 sợi có độ tự chùng thông thường đã ghi trong tiêu chuẩn cầu ôtô của Mỹ (AASHO hay AASHTO).

Với các dầm dự ứng lực đã biết dùng cốt thép cương độ cao do Nga sản xuất thì trong tính toán lấy trị số như trong bảng 9.9.

Với các dầm dự ứng lực dùng các bó xoắn 7 sợi do nước ngoài sản xuất theo tiêu chuẩn ASTM 416/80 của Mỹ, để thiên về an toàn có thể dùng các trị số ứng với loại có cường độ thấp nhất (cấp 20 Kpsi):

Đường kính danh định bó xoắn 7 sợi: 12,7mm

Diện tích mặt cắt một bó: $93m^2$

Cường độ đặc trưng $Z_s' = 1\ 600MPa = 160\ kN/cm^2$

Giới hạn đàn hồi quy ước, ứng với độ dãn 1%

$$Z_c = 1442\ MPa = 144{,}2\ kN/cm^2$$

Bảng 9.9. Cường độ tính toán của cốt thép cường độ cao dạng sợi đơn, bó sợi song song, bó sợi xoắn do Nga sản xuất (MPa)

Đường kính	Cường độ tính toán chịu kéo	
	Sợi tròn trơn	Sợi có gờ
3	1120	1100
4	1060	1030
5	1000	940
6	940	885
7	885	825
8	825	765

Trị số cường độ tính toán của cốt thép dự ứng lực bó xoắn 7 sợi trong các tính toán theo trạng thái giới hạn phá huỷ được lấy là:

$$Z_{SU}^* = S'_s\left(1 - 0{,}5\frac{P^* Z'_s}{Z_c}\right) \quad (9.48)$$

Đối với cốt thép có dính bám với bêtông

$$Z_{SU}^* = Z_{se} + 103{,}4 \quad (MPa) \quad (9.49)$$

trong đó:

$P^* = \dfrac{A_s^*}{b.d}$ - tỷ số giữa cốt thép dự ứng lực với diện tích có hiệu quả của mặt cắt dầm;

A^*_s - diện tích cốt thép dự ứng lực bó xoắn 7 sợi;

b - bề rộng của sườn dầm;

d - cự ly từ thớ biên chịu nén tới tâm của dự ứng lực;

Z_{se} - dự ứng suất có hiệu quả trong cốt thép sau khi đã trừ các mất mát.

Môđun đàn hồi quy ước:

Đối với dầm và khung dùng cốt thép sợi cường độ cao ϕ5mm do Nga sản xuất thì lấy $E_s = 180\ 000$ MPa;

Đối với dầm BTCT dự ứng lực kéo trước, kiểu Châu Thới ở miền Nam, cốt thép bó xoắn sợi cường độ cao thì lấy E_s = 200 000 MPa.

Để thiên về an toàn, trong quá trình tính toán mặt cắt dầm chỉ xét đến ứng lực theo trạng thái phá huỷ, không xét đến sự có mặt của cốt thép thường. Vì vậy ở đây không có quy định về trị số cường độ tính toán của cốt thép thường.

Môđun đàn hồi của cốt thép thường, bất kể nguồn gốc, đều lấy bằng:

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa.}$$

Các đặc trưng của các vật liệu khác: Đối với các loại vật liệu khác, như keo dán trong các mối nối của kết cấu dầm lắp ghép nhiều đốt, cũng như vật liệu dẻo trong các loại gối cầu bằng chất dẻo, phải dựa vào hồ sơ thiết kế ban đầu để lấy số liệu cho tính toán. Nhưng kết quả tính toán chỉ có giá trị tham khảo. Nếu thiếu hồ sơ cũ thì phải căn cứ vào kết quả thử tải chung, của cả kết cấu nhịp và gối, để chẩn đoán tình trạng kỹ thuật của mối nối và của gối cầu. Khi đó cần tiến hành các tính toán theo một số giả thiết khác nhau để lấy trị số tham khảo.

9.3.3. Kiểm toán, xác định năng lực chịu tải

9.3.3.1. Tính toán nội lực của bản mặt cầu

Căn cứ vào cấu tạo mà chọn lựa sơ đồ tính là bản hẫng, bản kê 2 cạnh hay bản kê 4 cạnh.

Đối với cầu lắp ghép có mối nối ở bản hay dầm ngang có hư hỏng, tuỳ theo thực trạng và mức độ hư hỏng mà đề ra các sơ đồ, giả thiết khác nhau để tính nội lực khi chịu lực cục bộ, ví dụ như thành bản hẫng, bản nối chốt có hai cạnh ngàm, ...

Khi tính toán sơ bộ thấy không bảo đảm an toàn, thì nhất thiết phải thử nghiệm để đo ứng suất và chuyển vị dưới tác động của hoạt tải, để có căn cứ kết luận về khả năng chịu lực thực tế của bản.

Với cầu bản lắp ghép có mối nối kiểu chốt, khi kiểm tra phát hiện hư hỏng ở liên kết chốt thì, ngoài việc tính nội lực theo sơ đồ bản nối chốt, còn phải tính theo sơ đồ các nhóm bản nối chốt làm việc độc lập với nhau.

Nếu kết quả tính toán nội lực và kết quả tính duyệt mặt cắt cho thấy bản không đủ khả năng chịu lực thì nhất thiết phải thử tải và đo đạc cụ thể để có kết luận chính xác hơn.

Với mỗi sơ đồ tĩnh học của bản, có thể dùng các phương pháp cơ học kết cấu để xác định nội lực và ứng suất trong bản như: tra các bảng tính sẵn; hoặc dùng các phương pháp tính chính xác hơn như phương pháp sai phân hữu hạn, phương pháp phần tử hữu hạn v.v...

9.3.3.2. Tính toán nội lực trong dầm chủ

Để có được sự phân bố ngang chính xác của tải trọng, cần khảo sát kỹ hiện trạng của kết cấu nhịp, nhất là hệ kết cấu ngang (dầm ngang, bản mặt cầu). Cách tốt nhất là đo độ võng các dầm chủ dưới tác động của hoạt tải đứng yên trên cầu, theo sơ đồ bất lợi nhất, tương ứng với đường ảnh hưởng của nội lực (mômen hay lực cắt) của mặt cắt đặc trưng đang xét. Sau đó tính hệ số phân bố ngang tương ứng.

Khi tính toán sơ bộ trước khi thử tải, hay khi không có điều kiện thử tải, có thể vận dụng các phương pháp gần đúng, tính toán sự phân bố ngang của tải trọng theo các lý thuyết cơ học. Trong các trường hợp này, cần đề ra một số sơ đồ tĩnh học khác nhau, phù hợp với cấu tạo thực tế và những hư hỏng cụ thể của kết cấu nhịp. Các sơ đồ này phải phản ảnh được tình huống lạc quan nhất, tình huống bi quan nhất và một số tình huống trung gian.

Khi đề ra các phương pháp tính toán cũng như các sơ đồ tính toán phải xem xét đầy đủ đến các yếu tố sau:

- Tình trạng thực tế của hệ liên kết ngang;

- Khả năng chịu xoắn của các dầm chủ;

- Cấu tạo và tình trạng thực tế của gối cầu;

- Các trường hợp đặt hoạt tải lên cầu một cách bất lợi nhất theo hướng ngang cầu và hướng dọc cầu;

- Các trường hợp đặt hoạt tải lên cầu thường gặp trong thực tế khai thác cầu cụ thể đang được xem xét (theo hướng ngang cầu).

Nếu xét thấy hệ liên kết ngang cầu còn đủ vững chắc như thiết kế ban đầu, có thể áp dụng phương pháp tính dầm liên tục trên các gối đàn hồi có xét đến khả năng chịu xoắn của các dầm chủ hay phương pháp nén lệch tâm tổng quát để tính hệ số phân bố ngang. Cũng có thể vận dụng các phương pháp khác, chính xác hơn để tính toán.

Sau khi thử tải cầu, nên so sánh hệ số phân bố ngang tính theo kết quả thử tải với các trị số của hệ số này tính theo các lý thuyết khác nhau để xem phương pháp lý thuyết nào phù hợp hơn với thực trạng của kết cấu nhịp cụ thể này.

9.3.3.3. Tính toán chuyển vị của dầm chủ

Cần tính chuyển vị dọc và chuyển vị xoay ở đầu kết cấu nhịp, dưới tác động của hoạt tải tiêu chuẩn (không xét đến hệ số xung kích, hệ số vượt tải), và dưới tác động của gradien nhiệt. Mức chênh lệch nhiệt độ được lấy tuỳ theo tình hình thực tế ở khu vực cầu cụ thể đang khảo sát.

Cần tính độ võng lớn nhất do hoạt tải tiêu chuẩn gây ra ở các đầu mút hẫng, các mặt cắt giữa nhịp và 1/4 nhịp. Sau đó so sánh với trị số độ võng cho phép ở quy trình thiết kế cầu. Trường hợp độ võng tính ra lớn hơn cho phép thì phải tiến hành thử tải cầu để xác

minh. Nếu kết quả thử tải cầu cũng cho thấy độ võng lớn quá mức quy định thì phải tìm nguyên nhân. Phải đối chiếu với hồ sơ hoàn công, hồ sơ các đợt thử tải trước, hồ sơ theo dõi khai thác cầu để chẩn đoán các nguy cơ:

- Đứt một số sợi cốt thép dự ứng lực;
- Tụt một số sợi cốt thép dự ứng lực;
- Gỉ nghiêm trọng một số cốt thép dự ứng lực;
- Tụt mấu neo hay hư hỏng mấu neo nào đó.

Khi tính chuyển vị tại các điểm của nhịp cầu khung, cần xét đến sự biến đổi mặt cắt theo chiều dọc nhịp và xét tổng thể biến dạng của cả hệ kết cấu khung (gồm cả trụ nối cứng với kết cấu nhịp).

Khi móng trụ cầu là loại móng cọc bệ cao hay khi khảo sát đã phát hiện móng mố trụ cầu có thể chuyển vị, thì cần phải tính toán đến các chuyển vị móng.

Phương pháp tính chuyển vị được thực hiện theo các quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu và theo các nguyên lý của Cơ học kết cấu.

9.3.3.4. Tính toán chu kỳ dao động

Việc tính chu kỳ dao động tự do và so sánh với trị số cho phép của nó được tiến hành theo các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế cầu.

Khi thử tải cầu, phải so sánh kết quả đo được với số liệu tính toán. Nếu số liệu đo được cho thấy chu kỳ dao động riêng tự do của kết cấu nhịp nằm ngoài phạm vi cho phép, thì phải tìm nguyên nhân; phải tính thử lại nhiều lần, với các số liệu ước lượng về trọng lượng bản thân kết cấu nhịp khác nhau, để có được trị số tĩnh tải phù hợp với kết quả đo khi thử tải cầu. Từ đó suy ra và tính toán lại các trị số của nội lực và ứng suất trong kết cấu dưới tác động của tĩnh tải.

9.3.3.5. Kiểm toán mặt cắt về cường độ theo mômen uốn và lực cắt

9.3.3.5.1. Kiểm toán mặt cắt về cường độ theo mômen uốn

Dựa vào các trị số của mômen tính toán do tổ hợp tải trọng bất lợi nhất mà tiến hành tính toán, kiểm tra khả năng chịu lực giới hạn của các mặt cắt đặc trưng của kết cấu nhịp.

Công thức tính toán lấy theo các quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu.

Những chỗ bị giảm yếu ở miền bêtông chịu nén của mặt cắt đang xét thì trong tính toán phải giảm bớt phần diện tích hư hỏng, coi như không tham gia vào mặt cắt chịu lực.

Chất lượng vật liệu bị giảm yếu thì trong tính toán phải giảm cường độ tính toán của vật liệu tuỳ theo kết quả khảo sát và thí nghiệm thực tế.

Kiểm toán khả năng chống nứt của kết cấu bêtông dự ứng lực được thực hiện đối với các mặt cắt đặc trưng theo các công thức và các quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu.

Khi xác định các đặc trưng hình học của mặt cắt phải xét đến các giảm yếu do sứt vỡ bêtông và hệ số môdun đàn hồi theo hướng dẫn ở phần trên.

Nếu khi khảo sát không phát hiện có vết nứt dưới tác động chỉ do tĩnh tải thì việc tính các mất mát dự ứng suất trong cốt thép được tính theo công thức trong quy trình thiết kế cầu, với trị số giả định của ứng suất kéo căng ban đầu trung bình của mọi cốt thép dự ứng lực (ứng suất kiểm tra) là:

- Với dầm dùng cốt thép φ5mm cường độ cao: $\sigma_{KT} = 1100$ MPa;
- Với dầm dùng cốt thép bó xoắn 7 sợi cường độ cao:

$$\sigma_{KT} = 0{,}7.Z_s' = 0{,}7.1600 = 1120\text{MPa}$$

Sau khi tính được trị số ứng suất trong các thớ biên của mặt cắt dưới các tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn bất lợi, cần phải so sánh với các điều kiện:

- Hạn chế ứng suất nén quá mạnh;
- Hạn chế ứng suất kéo;

Nếu tính toán cho kết quả là mặt cắt bị nứt, thì phải khảo sát lại tỉ mỉ cấu kiện có mặt cắt đó và tiến hành thử tải; rồi căn cứ kết quả thử tải để kết luận về khả năng chống nứt của cấu kiện.

9.3.3.5.2. Kiểm toán mặt cắt về cường độ theo lực cắt

Nếu khi khảo sát không thấy các vết nứt nghiêng, thì việc kiểm toán cường độ ở mặt cắt nghiêng theo lực cắt, do tổ hợp tải trọng tính toán bất lợi gây ra, được thực hiện theo các quy định của quy trình thiết kế cầu. Cường độ tính toán của vật liệu lấy theo hướng dẫn ở chương này.

Nếu khi khảo sát phát hiện có các vết nứt nghiêng, thì ngoài việc tính toán như trên, còn phải lần lượt kiểm toán cường độ ở những mặt cắt nghiêng đã bị nứt đó, theo các công thức quy định trong Tieu chuẩn thiết kế cầu.

Ngoài ra còn phải đo độ lớn của các vết nứt nghiêng khi chỉ có tĩnh tải tác động, cũng như khi có hoạt tải khai thác thường xuyên hay hoạt tải thử chạy qua cầu. Kết quả đo này dùng để phân tích và lựa chọn biện pháp sửa chữa.

9.3.3.6. Các nội dung kiểm toán khác

Trong một số trường hợp đặc biệt, nếu khi khảo sát phát hiện thấy các vết nứt nằm ngang dọc cầu ở chỗ tiếp giáp bản cánh chịu nén với sườn dầm chủ, thì cần phải tiến hành tính toán ứng suất tiếp ở chỗ đó để lấy số liệu phân tích cũng như tính toán về xoắn dầm chủ. Cũng cần kiểm tra nguy cơ các gối dầm cầu bị cập kênh; hiện tượng này có thể phát hiện được bằng cách đo chuyển vị thẳng đứng của đáy các dầm tại vị trí sát gối.

Đối với các kết cấu BTCT dự ứng lực lắp ghép bằng nhiều đốt, có khe nối ngang cầu, ví dụ cầu khung chữ T lắp ghép, dầm cắt khúc... cần phải tiến hành kiểm toán các mối

nối ngang cầu theo các công thức quy định trong quy trình thiết kế cầu. Riêng với các mối nối dầm bằng keo epoxy, thì phải xét giả thiết giảm cường độ của keo dán và giả thiết mất bớt dự ứng lực tuỳ theo kết quả khảo sát thực tế.

Nếu kết quả tính toán cho thấy mối nối không đủ chịu lực thì nhất thiết phải khảo sát lại tỉ mỉ, đo các biến dạng ở khe nối, tại một số điểm theo chiều cao mặt cắt và đáy mặt cắt, khi chịu tác động của hoạt tải. Mặt khác cũng có thể dùng máy siêu âm để dò khuyết tật ở các khe nối để đối chiếu kết quả tính toán với kết quả đo đạc.

Khi hoàn toàn không có hồ sơ cũ về cấu tạo bố trí cốt thép trong bêtông, thì có thể xử lý như sau:

Tìm các hồ sơ ở cơ quan thiết kế về một số kết cấu tương tự, trên cơ sở đó đưa ra các giả thiết lạc quan nhất và bi quan nhất về số lượng và loại cốt thép dự ứng lực, các bố trí cốt thép trong dầm.

Cũng cần căn cứ thêm vào kích thước bầu dầm thực tế để suy luận về cách bố trí cốt thép, cũng như dùng thiết bị dò cốt thép bằng từ trường hay chụp bằng tia phóng xạ để có số liệu tin cậy hơn.

9.4. KIỂM TOÁN MỐ TRỤ CẦU

9.4.1. Khái niệm chung

Thông thường trong trường hợp chịu lực đơn giản, năng lực chịu tải của kết cấu bên dưới (mố, trụ, nền móng...) cũng như của công trình được biểu thị qua hoạt tải thẳng đứng tiêu chuẩn dưới dạng đoàn xe ô tô H10, H13, H18, H30 và tải trọng xe xích hay xe bánh nặng. Các trị số này được dùng làm cơ sở cho việc đặt biển báo ở đầu cầu theo quy định.

Ngoài việc xác định khả năng chịu tải theo đoàn xe tiêu chuẩn, trong một số trường hợp, cũng có khi cần kiểm tra khả năng thông xe qua công trình một loại xe nặng đặc biệt (đơn chiếc hay tổ hợp).

Năng lực chịu tải của mỗi một mố, trụ cầu được lấy theo năng lực của bộ phận chịu tải yếu nhất (xà mũ, thân hay móng...). Năng lực chịu tải của mố, trụ cầu được xác định trên cơ sở so sánh các giá trị của ứng lực (phản lực) S_{ht}, gây ra do hoạt tải tiêu chuẩn hoặc loại xe nặng đặc biệt cụ thể nói ở trên, với các giá trị ứng lực lớn nhất cho phép $[S]_{cp}$ khi chịu hoạt tải, với điều kiện phải thoả mãn yêu cầu:

$$S_{ht} < [S]_{cp} \qquad (9.50)$$

Khi kiểm toán mố trụ cầu, cần tiến hành trên cơ sở các đặc trưng hình học thực tế của kết cấu, có xét đến tình trạng hư hỏng và khuyết tật của chúng.

Các tính toán kiểm định để xác định sức chịu tải của mố trụ cầu được thực hiện theo phương pháp các trạng thái giới hạn, phù hợp với các quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế

cầu hiện hành. Kết luận cuối cùng về sức chịu tải của mố trụ cầu phải dựa trên cơ sở kết hợp các kết quả kiểm toán với các số liệu thống kê theo dõi tình trạng khai thác cầu và kết quả thử tải bằng tải trọng kiểm định (tương đương với tác động của tải trọng thiết kế xác định qua kiểm toán).

Khảo sát hiện trạng kỹ thuật mố trụ cầu và nguyên tắc xét các hư hỏng thực tế trong tính toán kiểm định.

Khảo sát và phân tích các dạng hư hỏng, mức độ ảnh hưởng đến sức chịu tải và nguyên nhân sinh ra chúng trong các bộ phận mố, trụ, nền móng phải thực hiện theo các quy định chung đã trình bầy.

Với mố trụ cầu, ngoài ra, còn phải thu thập và xác định thêm các dữ liệu chi tiết sau:

1) Các dữ liệu chung về toàn bộ công trình, vị trí xây dựng, cơ quan thiết kế, năm thiết kế, đặc điểm đồ án điển hình này, năm xây dựng, đơn vị xây dựng, việc đại tu và nội dung, quy mô sửa chữa, cải tạo qua các kỳ đại tu;

2) Những thông tin cần thiết về cấu tạo của phần kết cấu bên trên;

3) Hình dáng và kích thước hình học của tất cả các bộ phận của mố trụ: tường trước, tường cánh, mũ, thân, bệ móng và phần dưới móng...

4) Cấu tạo và trạng thái làm việc của các bộ phận gối của cầu;

5) Tài liệu mô tả chi tiết các hư hỏng, khuyết tật (bảng kê, sơ đồ vị trí, kích thước), nguyên nhân phát sinh, diễn biến...

6) Loại và các đặc trưng cơ lý tương ứng của vật liệu làm mố, trụ (đá hay gạch xây vữa xi măng, vữa vôi, bêtông, BTCT...).

Riêng với mố trụ dạng kết cấu khung BTCT, cần thu thập được các thông tin về chủng loại, số lượng, vị trí đặt cốt thép trong các mặt cắt tính toán (theo hồ sơ kỹ thuật cũ; dò, soi, hay chụp bằng thiết bị từ tính hay phóng xạ chuyên dụng; bóc lộ thực tế tại hiện trường...).

7) Tính ăn mòn của nước đối với kết cấu xây (nhất là ở mức nước thường xuyên).

Với các kết cấu móng nằm sâu dưới đất hay chìm dưới nước, không kiểm tra trực tiếp được thì căn cứ vào hồ sơ kỹ thuật để xác định đặc điểm cấu tao. Nếu thiếu hồ sơ kỹ thuật thì dựa vào đặc điểm thiết kế và xây dựng của thời kỳ đó mà đưa ra một số giả thiết cấu tạo khả dĩ khác nhau để tiến hành tính toán kiểm định. Kết quả kiểm toán này chỉ có tính chất để tham khảo và nhất thiết phải đối chiếu với các số liệu thống kê tình trạng khai thác cầu và số liệu thử tải. Trong chương 7 đã trình bầy kỹ về chẩn đoán móng trụ mố cầu.

Căn cứ vào kết quả kiểm tra, khảo sát theo các yêu cầu, vừa trình bày trong ba điểm trên, để lựa chọn sơ đồ hình học của mặt cắt và các đặc trưng cơ lý của vật liệu để đưa vào kiểm toán mố trụ cầu.

Can cứ vào kết quả kiểm tra khả năng đảm bảo chuyển dịch cho kết cấu nhịp tại gối để đề ra sơ đồ liên kết tựa thích hợp.

Khi có các vết nứt thẳng đứng trên thân mố trụ bêtông hay khối xây (xuất hiện do các nguyên nhân khác nhau), thì sơ đồ kiểm toán phải tính đến khả năng làm việc biệt lập của các bộ phận bị phân chia bởi sự phát triển các vết nứt đó.

Việc xét sự giảm yếu mặt cắt của bêtông và làm việc của cốt thép do có các vết nứt, các hư hỏng và khuyết tật... trong các kết cấu xà mũ, cột, khung BTCT của mố trụ cầu cũng được tiến hành theo các nguyên tắc chung như đối với các kết cấu BTCT khác.

9.4.2. Xác định ứng lực và chuyển vị của mố trụ cầu cũ

Các kết cấu thân mố trụ và nền móng của cầu cần được kiểm toán dưới tác động của tĩnh tải và các tổ hợp hoạt tải bất lợi. Trị số các tải trọng với việc tổ hợp chúng, các hệ số tính toán được xác định phù hợp với các quy định chung của Tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành và các hướng dẫn cụ thể ở chương này.

Sơ đồ tính toán và các giả thiết cơ bản cần phản ảnh được điều kiện làm việc thực tế của kết cấu đang xét và tình trạng giảm thiểu do các hư hại gây ra. Việc xác định nội lực và chuyển vị của mố trụ và móng cầu được tiến hành theo các phương pháp thông thường của Cơ học kết cấu và các quy định cụ thể của Tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành.

Khi tính áp lực đẩy ngang của đất sau mố, cần tính đến thực tế là đất đắp đã bị nén chặt sau nhiều năm khai thác. Trị số tiêu chuẩn của góc ma sát trong lấy bằng 35° trong các trường hợp bình thường, và bằng 40°-45° trong những trường hợp bảo đảm đã ổn định lún của nền đắp sau mố. Trị số áp lực đất sau tường mố do trọng lượng bản thân đất đắp và do hoạt tải trên lăng thể trượt được xác định theo hướng dẫn của Tiêu chuẩn thiết kế cầu cống.

Với mố trụ cầu và móng của chúng đã được sửa chữa, gia cố nhiều lần và có cấu tạo phức tạp gồm nhiều phần ghép (móng trực tiếp với móng cọc; móng cọc với móng cọc, móng cọc với móng giếng...) ngoài c ác nguyên tắc chung đã nêu trong 9.4.1; cần căn cứ vào lịch sử sửa chữa gia cố để đưa ra giả định về sự phân chia tĩnh tải cho các tổ hợp kết cấu chịu lực khác nhau. Sự phân chia hoạt tải cho các phần này được xác định tuỳ thuộc vào mức độ liên kết cùng tham gia chịu lực giữa chúng.

Trên cơ sở các giả định đơn giản hoá, các bộ phận móng và thân mố trụ được tính toán bình thường theo các chỉ dẫn chung. Những gia thiết đơn giản hoá phải phản ảnh được các tình huống đặc trưng (lạc quan, bi quan và trung gian) và nhất thiết phải được kiểm chứng và hiệu chỉnh qua việc thử tải cầu.

9.4.3. Kiểm toán mố trụ cầu cũ

Việc tính toán kiểm định cường độ và độ ổn định của mố trụ cầu đang khai thác, có xét đến hiện trạng của chúng, được tiến hành theo các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành.

Khi xác định độ ổn định và cường độ của mố trụ nặng theo đất nền, trong trường hợp không có tổn hại, hoặc không có cơ sở để kết luận là có hư hỏng (như lún, nứt, xê dịch, nghiêng lệch...) thì áp lực cho phép lên đất nền được nâng cao cho thích hợp (do xét đến việc đất nền đã trải qua một thời gian nén chặt nhất định), nhưng tối đa không quá 30% giá trị quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu cống.

Nếu móng mố trụ được bao bọc và đặt trong vòng vây cọc ván thì áp lực cho phép của đất nền được nâng cao 70% so với quy định nói trên.

Việc kiểm toán móng cọc cũng tiến hành theo Tiêu chuẩn thiết kế hiện hành. Trường hợp móng cọc đặt trong vòng vây cọc ván thì sức chịu tải của cọc được nâng lên 30% và áp lực cho phép của nền tai mũi cọc, khi kiểm toán móng khối quy ước, cũng được nâng lên 30% so với quy định của Tiêu chuẩn thiết kế.

Tính toán kết cấu bêtông và khối xây (gạch, đá) được tiến hành theo các điều kiện tương tự như khi thiết kế kết cấu mới:

Theo điều kiện cường độ và độ ổn định (trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai);

Theo điều kiện giới hạn độ lệch tâm của hợp lực chủ động tiêu chuẩn (trạng thái giới hạn khai thác), khi tính toán cần lấy các đặc trưng tính toán của vật liệu (bêtông và khối xây) cho phù hợp với điều kiện cụ thể đang xét.

Riêng với mố trụ nặng xây bằng đá hộc hay gạch, trị số ứng suất cho phép của vật liệu xây có thể tham khảo bảng 9.10.

Bảng 9.10. Ứng suất cho phép (tính bằng MPa) của khối xây

Vật liệu		Loại ứng suất		Chú thích
		Nén trục	Kéo	
Đá hộc xây	1- Bằng vữa vôi cát	1,0	0 - 0,2	Các chỉ số này chỉ dùng cho những trụ mố không bị nước ngập thường xuyên
	2- Vữa xi măng cát	1,5	0,25	
Gạch xây	1- Bằng vữa vôi cát	0,8	0 - 0,2	
	2- Vữa xi măng cát	1,2	0,2	

Khi mố trụ bằng khối xây có trạng thái bình thường, không có khuyết tật và hư hỏng, thì ứng suất cho phép của khối đá xây có thể tăng thêm đến 50% so với trị số trong bảng trên.

Nếu trong quá trình khai thác cũng như khi kiểm tra, khảo sát cầu không thấy có các dấu hiệu nghi vấn về chuyển vị đỉnh mố trụ, về lún ... thì không cần phải kiểm toán chuyển vị đỉnh mố trụ và độ lún đáy móng.

Trường hợp cần thiết thì căn cứ vào kết quả đo đạc khi thử tải để kết luận về tình trạng chuyển dịch đỉnh mố trụ và lún nền móng. Sau đó tiến hành các tính toán bổ sung theo quy định của quy trình thiết kế cầu cống và các tài liệu hướng dẫn, tham khảo khác,

trên cơ sở chỉnh lý các dữ liệu và các giả thiết tính toán cho phù hợp với việc kiểm chứng qua kết quả thử tải.

Với các mố trụ nằm trên sườn dốc lớn, hoặc có móng đặt trên nền đất yếu, hoặc có chiều cao đất đắp sau tường mố quá 12m trong tất cả các trường hợp, hay quá 6m nếu móng đặt trên lớp á sét hoặc cát bão hoà nước... thì nhất thiết phải kiểm toán chống trượt và kiểm toán chống trượt sâu nếu nền đắp bị nâng cao đến 40cm hay khi phát hiện có các dấu hiệu không bình thường, báo hiệu của hiện tượng trượt sâu (tường trước nghiêng lệch và độ nghiêng lệch phát triển theo thời gian...).

Kết hợp kết quả theo dõi, đo đạc và kiểm toán để xác định hiện trạng mố cầu.

Các số liệu được sắp xếp theo thứ tự ưu tiên về mức độ tin cậy và ảnh hưởng quan trọng đến các kết luận đánh giá tình trạng kỹ thuật của mố trụ cầu như sau:

1) Các số liệu về chuyển vị và biến dạng được theo dõi, đo đạc qua kiểm tra định kỳ trong một thời gian dài;

2) Các số liệu đo được về ứng biến và chuyển vị trong khi thử tải;

3) Các số liệu tính toán lý thuyết dựa trên các giả thiết khác nhau về tình trạng kết cấu và đất nền ở các phần chìm ẩn...

Trong quá trình phân tích, xử lý các số liệu đo được về chuyển vị, cần lưu ý rằng, tuỳ theo tính chất của đất nền mà quan hệ giữa trị số chuyển vị với mức độ ổn định công trình rất khác nhau:

Với nền đất sét, mức độ an toàn của nền móng và mố trụ vẫn bảo đảm ngay cả khi chuyển vị đã đạt một trị số đáng kể;

Ngược lại, với đất nền là cát, mức độ an toàn đã bị đánh giá là thấp khi chuyển vị còn khá nhỏ. Vì vậy, phải bố trí và tiến hành đo đạc rất cẩn thận các chuyển vị của mố trụ cầu có móng đặt trên nền cát.

Ngoài số đo tức thời, thì tốc độ biến đổi của chuyển vị và biến dạng (tăng hay giảm theo thời gian) mới là yếu tố rất quan trọng để chẩn đoán mức độ an toàn về mặt ổn định của mố trụ cầu.

Việc đo độ nghiêng của mố trụ phải thực hiện vào những thời điểm chọn lựa trong năm, tuỳ theo dạng kết cấu và mức độ diễn biến của độ nghiêng. Với các mố trụ qua theo dõi thấy có vấn đề liên quan đến hiện tượng xói lở thì phải tiến hành đo cả trong mùa lũ lẫn mùa khô. Kết quả đo đạc được so sánh với kết quả tính toán theo các điều kiện xói thực tế để biện luận về tình huống bất lợi nhất cho độ an toàn của mố trụ.

Mối quan hệ giữa các tham số đo được về dao động của mố trụ và tình trạng kỹ thuật của mố trụ, có thể tham khảo bảng 9.11.

Bảng 9.11. Quan hệ giữa các đặc trưng dao động với hiện trạng mố trụ

Các tham số				Tình trạng kỹ thuật của mố trụ
Biên độ dao động max B (mm)		Chu kỳ dao động T (sec)		
B ≤ 0,7	B > 0,7	T ≤ 0,35	T ≥ 0,35	
👍		👍		Tốt
	✌	✌		Khả năng chịu lực của móng yếu
☞			☞	Móng yếu hoặc nền đất yếu
	👎		👎	Móng yếu và nền không đủ khả năng chịu lực

9.5. PHÂN TÍCH VÀ ĐÁNH GIÁ CÁC KẾT QUẢ CHỦ YẾU KHI KIỂM TRA VÀ THỬNGHIỆM CẦU

9.5.1. Đánh giá các khuyết tật và hư hỏng đặc trưng nhất phát hiện ra khi kiểm tra

9.5.1.1. Các kết cấu thép

Những vết nứt ở các chi tiết hàn thường tạo ra nguy hiểm tiềm tàng về phá hoại giòn toàn tiết diện kết cấu.

Những vết nứt ở các chi tiết tán (chi tiết liên kết bằng đinh tán) cũng cần được xem như một nguyên nhân có khả năng phá hoại chi tiết đó.

Những đinh tán yếu thì làm giảm khả năng chịu lực của nút hay của chỗ liên kết có chúng.

Kim loại bị gỉ làm cho tiết diện của chi tiết đó yếu đi, cũng như có thể dẫn tới sự tập trung ứng suất.

Các chi tiết chịu nén bị cong nhiều và các thành bị cong cục bộ ở vùng tác động của lực tập trung là dấu hiệu của các chi tiết và các bộ phận của kết cấu thiếu độ bền (thiếu ổn định).

Các đường Liuders trên bề mặt kim loại là dấu hiệu của các biến dạng dẻo đang phát triển mạnh.

9.5.1.2. Các kết cấu BTCT

Độ mở rộng vết nứt trong bêtông (tới mức lớn hơn trị số quy định) cũng như việc xuất hiện các vết nứt không được dự kiến trong tính toán, cần phải được đánh giá có tính đến:

- Những nguyên nhân có thể của việc xuất hiện các vết nứt;

- Ảnh hưởng của các vết nứt đến khả năng chịu lực của chi tiết (đến ứng suất trong cốt thép, đến tính toàn vẹn của kết cấu, dẫn đến sự thay đổi sơ đồ làm việc của tiết diện...).

- Độ nguy hiểm của việc gây gỉ cốt thép dọc theo các vết nứt.

Các vết nứt dọc trong miền bêtông bị nén đồng thời với các vết nứt ngang có độ mở rộng lớn ở miền chịu kéo (đối với chi tiết chịu uốn) có thể chứng minh cho khả năng chịu lực của bêtông trong chi tiết đó đã hết.

Việc hình thành các vết nứt ở các mối nối của các kết cấu dự ứng lực, phân thành các đốt theo chiều ngang, khi chưa có sự dính bám giữa cốt thép với bêtông (thí dụ như đang trong giai đoạn xây dựng) là hậu quả của trạng thái nguy hiểm đã bắt đầu lấn khả năng chịu lực của kết cấu.

Các vết nứt trong kết cấu không dự ứng lực, nằm ngang cốt thép chủ, có trị số mở rộng lớn hơn 0,5mm với loại dùng cốt có gờ và lớn hơn 0,7 mm với cốt nhẵn, có thể chứng minh cho cốt thép đã tới giới hạn chảy hoặc đã mất sự dính bám giữa cốt thép với bêtông.

Không cần phải áp dụng các biện pháp bảo vệ chống gỉ cốt thép đối với các chi tiết có những vết nứt như sau:

a) Ở những kết cấu nhịp cầu, cốt thép sợi, dự ứng lực, có những vết nứt đơn lẻ, có độ mở rộng tới 0,1mm;

b) Ở những kết câu với cốt thép thanh, không dự ứng lực:

- Nằm trong vùng mực nước thay đổi, độ mở rộng vết nứt cho phép tới 0,15mm;
- Chịu độ ẩm khí quyển do mưa, độ mở rộng vết nứt cho phép tới 0,2mm;
- Được bảo vệ tránh mưa, độ mở rộng vết nứt cho phép tới 0,3mm.

Việc có các vết nứt nằm ngang cốt thép chủ trong các kết cấu dự ứng lực có thể được xem như là dấu hiệu của bêtông chưa được cốt thép dự ứng lực nén đến mức cần thiết.

Việc hình thành các vết nứt và những chỗ vỡ dọc thanh cốt thép thường liên quan đến việc gỉ cốt thép. Hiện diện của các khuyết tật này cho thấy tính chất bảo vệ của bêtông chưa đủ và dẫn đến làm giảm độ vĩnh cửu của kết cấu. Khi các vết nứt dọc cốt thép chủ do gỉ cốt thép mà mở rộng đáng kể thì khả năng chịu lực của dầm và cột giảm đi rõ rệt.

Các khuyết tật do khi đổ bêtông (rỗ, hổng, chỗ có lớp bêtông bảo vệ chưa đủ) cũng như những chỗ vỡ bêtông phải được đánh giá trước hết là việc bảo vệ cốt thép tránh gỉ bị xấu đi; khi các khuyết tật và hư hỏng này có kích thước lớn thì nên đánh giá là diện tích bêtông chịu nén trong mặt cắt của chi tiết này giảm đi và hình dáng bên ngoài của kết cấu xấu đi.

Những vết ngấm, rò rỉ nước là bằng chứng của việc chống thấm kém. Nếu các vết nứt trên bề mặt bêtông đã cũ và khô (đặc biệt là ở cầu mới xây dựng xong) thì có thể là dấu vết của rò rỉ nước trước khi làm lớp chống thấm.

Khi có keo dán không khô trên phần lớn các mối nối bằng keo của kết cấu hợp thành chịu uốn thì sẽ dẫn đến làm giảm khả năng chịu lực ngang và đòi hỏi phải tính toán kiểm tra lại mối nối với giá trị của hệ số ma sát nhỏ hơn.

9.5.1.3. Các mố trụ bằng bêtông nguyên khối và lắp ghép khối lớn

Các biến dạng chung của mố trụ cầu thường phản ánh các biến dạng của nền và dẫn tới hạ thấp tính chất khai thác của công trình (các gối tựa bị dịch chuyển, kích thước các khe biến dạng bị thay đổi, mặt cắt dọc và mặt bằng của tuyến đi bị xấu đi); đối với các hệ siêu tĩnh, các biến dạng này có thể dẫn tới sự hư hại cả các kết cấu chủ yếu và giảm khả năng chịu lực của chúng.

Những vết nứt do co ngót, nhiệt, theo phương thẳng đứng, trong các mố trụ cầu bằng bêtông khối lớn, có độ mở rộng tới 1 - 1,5mm cũng không có gì nguy hiểm cho công trình, trừ khi các vết nứt này có xu hướng vẫn phát triển và tạo ra nguy cơ phá hoại toàn bộ chân cầu.

Độ hao mòn các mặt của trụ cầu (dày trên 1,5m) do bêtông bị mài mòn bởi vật trôi, phù sa, và xói mòn bởi cát bùn đáy với tốc độ tới 1mm mỗi năm thì không nguy hiểm và có thể được coi là cho phép. Với các trụ loại nhẹ và có tốc độ mài mòn lớn hơn thì phải đánh giá mức nguy hiểm của hao mòn này có thể làm giảm khả năng chịu lực và tính vĩnh cửu của trụ cầu.

9.5.2. Phân tích và đánh giá các kết quả chủ yếu của thử nghiệm

Tiêu chuẩn chủ yếu để đánh giá tốt khả năng làm việc của kết cấu cầu theo kết quả thử nghiệm là sự phù hợp của các chỉ số đàn hồi (nội lực, ứng suất, biến dạng, chuyển vị v.v), đo được trong kết cấu dưới tác động của tải trọng thử nghiệm, với các giá trị tìm được bằng cách tính toán (cũng từ tải trọng thử nghiệm đó).

Chỉ tiêu làm việc của kết cấu khi thử tĩnh là hệ số kết cấu K, được tính bằng:

$$K = \frac{S_e}{S_{cal}} \quad (9.51)$$

trong đó:

S_e - chỉ số, đo được dưới tác động của tải trọng thử nghiệm,

S_{cal} - cũng chỉ số đó, tìm được bằng con đường tính toán, cũng từ tải trọng thử nghiệm đó.

Các trị số đặc trưng để đánh giá chung sự làm việc của kết cấu đã được thử nghiệm dưới hoạt tải là các giá trị của hệ số K, được tính ra với tác động lớn nhất của tải trọng thử nghiệm cho các chỉ số sau:

- Các độ võng trung bình (theo chiều rộng) của các kết cấu nhịp;
- Các ứng suất trung bình dọc trục của các chi tiết chịu kéo hay chịu nén;
- Các ứng suất trung bình dọc thớ ở mỗi miền (kéo hay nén) của các chi tiết chịu uốn.

Khi tính độ võng trung bình của những kết cấu nhịp, có trên hai dầm (dàn, vòm) chủ theo chiều ngang cầu, thì nên dùng phương pháp loại trừ ảnh hưởng của hệ số phân phối ngang tính toán của tải trọng lên trị số độ võng của mỗi dầm.

Theo số liệu của nhiều lần thử nghiệm tĩnh, các giá trị của hệ số K, đối với các kết cấu chịu lực chủ yếu và các chi tiết của chúng, thường vào khoảng 0,7-1,0, còn với các chi tiết của kết cấu nhịp, mà khi tính không kể đến sự làm việc đồng thời của dầm (dàn) chủ với các chi tiết phần xe chạy và áo đường thì thông thường là 0,5-0,7.

Các giá trị của hệ số K lớn hơn 1 thì chứng tỏ là đã có sự sai lệch rõ rệt giữa làm việc của các chi tiết công trình với các giả thiết đã chấp nhận trong tính toán. Trong các trường hợp này cần phải làm sáng tỏ nguyên nhân của sai lệch đã phát hiện này và phải đề ra các biện pháp để bảo đảm cho các chi tiết đó làm việc được chắc chắn.

Những giá trị thấp của hệ số K có thể chỉ ra là trong công trình hay trong các chi tiết của nó còn có dự trữ trong khả năng chịu lực. Khả năng tận dụng các dự trữ này có thể được xem xét sau khi nghiên cứu các nguyên nhân thu được các giá trị thấp của hệ số K.

Khi xác định tải trọng thực tế của công trình thì ảnh hưởng của các chi tiết kết cấu đến làm việc của kết cấu chịu lực chủ yếu chỉ được tính đến khi nào có các biện pháp cần thiết để bảo đảm chắc chắn sự làm việc đồng thời của các chi tiết này với các kết cấu chịu lực chủ yếu hay là khi sự làm việc đồng thời này đã được bảo đảm ngay trong các giải pháp đã được chấp nhận trong thiết kế.

Các giá trị của hệ số K, tìm được theo các trị số ứng suất thớ lớn nhất, trong một số trường hợp có thể lớn hơn 1 do có sự tập trung ứng suất, sự tác động lệch tâm của lực, sự không đồng nhất về mặt vật lý của các mối nối và các liên kết của chi tiết đó, và do các hoàn cảnh khác nữa.

Khi phân tích các chỉ số đã đo được trong từng chi tiết của các dầm (dàn, vòm) chủ thì nên xét đến sự làm việc không gian của kết cấu nhịp. Trong trường hợp này có thể xác định hệ số phân bố ngang của hoạt tải η_i theo công thức:

$$\eta_i = \frac{f_i}{\sum_{i=1}^{n} f_i} \qquad (9.52)$$

ở đây:

η_i - là hệ số phân bố ngang thực tế của dầm (dàn, vòm) thứ I;

f_i- là trị số của độ võng đàn hồi của dầm (dàn, vòm) đo được khi thử nghiệm;

n - là số lượng dầm (dàn, vòm) hay số lượng điểm bất kỳ khác, đã được đo độ võng khi thử nghiệm.

Hệ số phân bố ngang η_i tìm được, sẽ được đem so sánh với trị số đã được dùng khi thiết kế.

Tỉ số giữa những trị số đo được của các biến dạng (chủ yếu là các độ võng) đàn hồi với các biến dạng dư có thể được dùng làm một trong các tiêu chuẩn đánh giá

cầu theo các kết quả thử nghiệm tĩnh. Tỉ số này được gọi là chỉ số làm việc α của kết cấu và bằng:

$$\alpha = \frac{f_x}{f_{el}} \quad (9.53)$$

ở đây:

f_x - trị số của độ võng dư, được xác định sau khi biến dạng đã ổn định;

f_{el} - trị số của độ võng đàn hồi cũng được xác định trong điều kiện này;

Đánh giá sự làm việc của các cầu mới xây dựng theo tỉ số giữa các biến dạng dư với đàn hồi thì nên thực hiện theo kết quả của lần chất tải thử công trình đầu tiên, với tải trọng thử nghiệm gần với tải trọng tiêu chuẩn.

Các chỉ số làm việc của kết cấu α có thể đạt tới các giá trị sau:

- Với các cầu mới xây dựng xong: 0,15
- Với các cầu đang khai thác: 0,05

Khi thử nghiệm tĩnh, các trị số thu thập được về các độ võng và các thay đổi góc độ của mặt cắt dọc phần xe chạy, có xét đến mặt cắt dọc đã ghi được khi bắt đầu cuộc kiểm tra thì cần được sử dụng khi đánh giá sự phù hợp của chúng với các trị số tiêu chuẩn.

Cần phải đánh giá sự làm việc của kết cấu dưới tác động động lực học trên cơ sở so sánh các trị số của hệ số động lực thiết kế với thực tế (xác định khi tải trọng thử nghiệm lớn nhất), so sánh các trị số đo được của các chu kỳ dao động riêng với trị số tính toán và tiêu chuẩn, phát hiện các dạng dao động bất lợi (kiểu cộng hưởng và đảo), xem xét đặc điểm tắt dần của dao động v.v...

Khi so sánh các trị số đo được của các độ võng, các góc thay đổi của mặt cắt dọc phần xe chạy, các hệ số phân phối ngang và các chu kỳ dao động với các trị số tính toán của chúng; các trị số tính toán này có thể được xác định có xét đến ảnh hưởng dỡ tải của các chi tiết kết cấu.

Chương 10

TÍNH TOÁN ĐẲNG CẤP VÀ XẾP HẠNG CẦU CŨ

10.1 KHÁI NIỆM CHUNG

Khi đánh giá chất lượng kỹ thuật của một công trình cầu cũ không chỉ đơn thuần dựa vào việc tính toán mà phải kết hợp tất cả các công việc khảo sát, đo đạc, thử nghiệm mẫu trong phòng thí nghiệm, thử tải cầu, làm các thí nghiệm không phá huỷ ngay trên kết cấu thực, tính toán nhiều lần theo một số giả thiết khác nhau. Trong nhiều trường hợp kinh nghiệm của kỹ sư thanh tra có một vai trò quan trọng quyết định.

Nói chung, khả năng chịu lực của cầu có thể dự đoán bằng các tính toán lại, xác định các nội lực cho phép lớn nhất ở từng bộ phận kết cấu và so sánh chúng với các nội lực do các tải trọng (tĩnh tải và hoạt tải) gây ra. Những tải trọng được xét sẽ là tải trọng dự kiến đi qua cầu trong tương lai.

Khi tính toán lại kết cấu phải căn cứ vào trạng thái thực tại của nó, có liên quan đến:

- Sơ đồ hình học thực tế của kết cấu và công trình.
- Các mặt cắt chịu lực thực tế (có hư hỏng và khuyết tật).
- Đặc điểm và thực trạng của hệ liên kết các bộ phận.
- Các đặc trưng cường độ của vật liệu thực tế trên kết cấu.

Có 2 đường lối thường áp dụng khi tính toán cầu cũ

• Xác định ứng suất trong kết cấu do hoạt tải thực tế và so sánh với ứng suất cho phép (hoặc cường độ tính toán) của vật liệu kết cấu. Từ đó kết luận về khả năng thông qua cầu.

• Các kết cấu cầu thép sẽ được tính toán đẳng cấp chỉ theo điều kiện cường độ và điều kiện mỏi. Các tải trọng qua cầu cũng sẽ được tính đẳng cấp của chúng. Nếu đẳng cấp tải trọng nhỏ hơn đẳng cấp các kết cấu thì thông xe được.

Trong chương này, chỉ trình bày một số vấn đề về tính toán lại kết cấu và tính toán đẳng cấp của kết cấu cầu đường sắt cũ.

10.2. CÔNG THỨC CHUNG TÍNH TOÁN ĐẲNG CẤP CẦU THÉP ĐƯỜNG SẮT

10.2.1. Xét kết cấu nhịp

Nguyên tắc tính toán năng lực chịu tải của kết cấu nhịp thép bằng phương pháp phân đẳng cấp:

Khi xác định năng lực chịu tải của kết cấu nhịp và điều kiện khai thác phải xét đến:

- Dạng cấu tạo của kết cấu nhịp và các bộ phận.
- Loại vật liệu thép và tính chất cơ học.
- Hiện trạng của kết cấu, các hư hỏng.
- Chất lượng chế tạo và thi công kết cấu nhịp.
- Sự làm việc thực tế của kết cấu nhịp dưới tác dụng của các tải trọng.
- Khổ giới hạn thực tế của kết cấu nhịp.
- Vị trí cầu (trên mặt bằng, trên trắc dọc, phạm vi ga,...)
- Các kết quả thí nghiệm cầu (nếu có).
- Các kết quả tính toán lại bao gồm tính toán phân đẳng cấp.

Khi tính toán phân đẳng cấp chỉ xét trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ, ổn định hình dáng và mỏi.

Đẳng cấp của một kết cấu nhịp được tính toán theo công thức:

$$K = \frac{k}{k_1(1+\mu)}$$

trong đó:

$1+\mu$ - hệ số xung kích.

k - hoạt tải rải đều tương đương cho phép (T/m) tính theo các điều kiện của trạng thái giới hạn thứ nhất.

k_1 - hoạt tải rải đều tương đương của đoàn tàu đơn vị chuẩn.

Các trị số k và k_1 được tính với cùng một đường ảnh hưởng đang được xét (cùng độ dài và vị trí đỉnh đường ảnh hưởng).

Đẳng cấp của một cấu kiện được lấy là trị số nhỏ nhất trong các trị số đẳng cấp của nó đã tính theo các điều kiện khác nhau, đẳng cấp của kết cấu nhịp lấy theo đẳng cấp thấp nhất của các cấu kiện.

10.2.2. Xét đoàn tàu

Đẳng cấp của tải trọng K_0 bằng tỷ số của tải trọng rải đều tương đương của đoàn tàu đang được xét (có cả hệ số xung kích) với tải trọng đơn vị chuẩn (có kể hệ số xung kích).

$$K_0 = \frac{k_0(1+\mu_0)}{k_H(1+\mu)}$$

trong đó:

k_o - tải trọng rải đều tương đương của đoàn tàu đang được phân cấp (T/m).

k_H - tải trọng đơn vị chuẩn theo sơ đồ T_1, đường (T/m)

$1+\mu_o$ - hệ số xung kích của đoàn tàu đang được phân cấp (lấy theo quy trình thiết kế cầu mới hiện hành hoặc theo kết quả thử nghiệm cụ thể)

$1+\mu$ - hệ số xung kích đối với tải trọng đơn vị chuẩn theo sơ đồ T_1

Các trị số k_o và k_H được lấy đối với cùng một đường ảnh hưởng.

Các tải trọng tương đương k_0 và đẳng cấp tàu K_o được xác định với đường ảnh hưởng tam giác dài $\lambda = 1 \div 200$(m), với hệ số.

Khi xác định tải trọng tương đương k_o phải đặt đoàn tàu được xét lên đường ảnh hưởng ở vị trí bất lợi nhất để cho giá trị k_o đạt lớn nhất. Khi đó có một trong các lực tập trung, được gọi là lực chính, sẽ nằm đúng trên đỉnh đường ảnh hưởng.

10.3. TÍNH ĐẲNG CẤP DẦM CHỦ VÀ HỆ DẦM MẶT CẦU

10.3.1. Nguyên tắc chung

Đối với dầm đặc chủ và các dầm trong hệ mặt cầu của cầu đường sắt đơn trên tuyến thẳng phải tính toán đẳng cấp cũng như kiểm toán dưới tải trọng thử cầu theo các nội dung sau:

- Tính toán theo ứng suất pháp
- Tính toán theo ứng suất tiếp
- Tính toán về cường độ của đinh tán hoặc bulông tinh chế, của mối hàn để liên kết bản bụng với bản cánh của dầm.
- Tính toán ổn định chung của dầm.
- Tính toán ổn định cục bộ của bản bụng dầm.
- Tính toán ổn định cục bộ của bản bụng có sườn đứng tăng cường ở mặt cắt gối.
- Tính toán về mỏi
- Tính toán mối nối (nếu có)

Ngoài ra, đối với các dầm dọc và dầm ngang của hệ mặt cầu, phải tính toán thêm các nội dung sau:

- Tính toán liên kết dầm dọc và dầm dọc cụt với dầm ngang.
- Tính toán liên kết giữa dầm ngang và dầm chủ.

10.3.2. Tính toán cường độ theo ứng suất pháp

Trong tính toán hoạt tải rải đều tương đương cho phép, các mặt cắt cần phải xét bao gồm:

Đối với dầm chủ và dầm dọc mặt cầu:

- Mặt cắt giữa dầm.
- Mặt cắt chỗ cắt đứt bản phủ cánh dầm (theo hàng đinh đầu tiên).
- Mặt cắt giảm yếu do khuyết tật hoặc hư hỏng.
- Mặt cắt nguy hiểm khác.
- Mặt cắt nối (nếu dầm có mối nối).

Đối với dầm ngang:

- Mặt cắt đi qua các lỗ đinh liên kết dầm ngang và dầm dọc

- Hoạt tải rải đều tương đương cho phép (T/m) khi tính theo ứng suất pháp đối với mặt cắt vuông góc bất kỳ của dầm được tính theo công thức:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k \Omega_k}(mRCW_o - \varepsilon_p \Omega_p \sum pn_p)$$

trong đó:

ε_k - hệ số phân bố ngang của hoạt tải đối với phiến dầm đang xét

n_k - hệ số tải trọng đối với đoàn tàu

$\Omega_p = \Omega_k$ - diện tích đường ảnh hưởng mômen uốn tại mặt cắt đang xét của dầm (m^2)

m - hệ số điều kiện làm việc.

R - cường độ tính toán cơ bản của thép.

C - hệ số xét đến sự cho phép xuất hiện biến dạng dẻo hạn chế ở các thớ biên của dầm, lấy bằng 1,1 đối với dầm chủ và dầm dọc mặt cầu, bằng 1 đối với dầm ngang và đối với mọi trường hợp tính toán về mỏi.

W_o - mômen chống uốn của mặt cắt đang xét (m^3)

ε_p - hệ số phân bố ngang của tĩnh tải đối với cấu kiện đang xét

Σpn_p - tổng các tĩnh tải rải đều tính toán (mỗi loại tĩnh tải tương ứng với một hệ số tải trọng) (T/m).

Mômen chống uốn tính toán W_o của mặt cắt dầm ở ngoài phạm vi mối nối được lấy bằng mômen chống uốn của mặt cắt thu hẹp W_{th}

$$W_o = W_{th} = \frac{I_{th}}{Y_{max}}$$

trong đó:

I_{th} - mômen quán tính của mặt cắt thu hẹp đối với trục trung hoà

Y_{max} - khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ xa nhất của mặt cắt đang xét.

Đối với các dầm đinh tán mà không có tấm nằm ngang của bản cánh, được phép lấy $W_{th} = 0{,}82W_P$, còn đối với dầm đinh tán có tấm nằm ngang ở bản cánh thì lấy $W_{th} = 0{,}8W_P$. Trong đó W_p là mômen chống uốn của mặt cắt nguyên. Mức độ giảm yếu của bụng dầm được phép lấy bằng 15%.

Khi tính toán mặt cắt nằm trong phạm vi mối nối thì mômen chống uốn tính toán được lấy như sau:

$$W_o = \frac{\sum I_1 + \sum I_2}{Y_{max}}$$

trong đó:

ΣI_1 - tổng các mômen quán tính của mặt cắt thu hẹp của phần không có mối nối hoặc không bị gián đoạn tại mặt cắt được xét, lấy đối với trục trung hoà của toàn mặt cắt.

ΣI_2 - tổng các mômen quán tính thu hẹp của các tập bản nối, lấy đối với trục trung hoà của toàn mặt cắt $\Sigma I_{nối}$, hoặc tổng các mômen quán tính của các diện tích tính đổi của các đinh tán hay các bulông tinh chế liên kết các nửa tập bản nối, lấy đối với trục trung hoà của toàn mặt cắt I_o (lấy trị số nhỏ hơn)

$$I_o = \sum \frac{1}{\mu_o} y_i^2$$

y_i - khoảng cách từ trục trung hoà của toàn mặt cắt đến đinh tán, bulông thứ i, liên kết nửa tập bản nối. Đối với các đinh tán nằm ngang thì y_i lấy đến tâm lỗ đinh, đối với các đinh tán thẳng đứng thì y_i lấy đến mặt chịu cắt tương ứng của đinh

$1/\mu_o$ - diện tích tính đổi của đinh tán hoặc bulông tinh chế.

Nếu mối nối dùng liên kết hàn thì giá trị ΣI_2 sẽ là mômen quán tính đối với trục trung hoà toàn mặt cắt của diện tích tính toán mối hàn.

Khả năng chịu lực của mối nối được xác định bằng khả năng của tập bản nối hoặc bằng khả năng của các liên kết của tập bản nối đó (của các đinh tán, bulông, mối hàn). Do vậy đối với mỗi tập bản của mối nối đều phải xác định số ΣI_2 2 lần: lần đầu theo mômen quán tính thu hẹp của các tập bản nối, lần sau theo mômen quán tính của các diện tích tính đổi của các đinh tán hay bulông liên kết.

Diện tích đường ảnh hưởng mômen uốn tại mặt cắt đang xét của dầm tính toán theo sơ đồ dầm giản đơn:

• Đối với dầm chủ thì nhịp tính toán bằng khoảng cách giữa hai tim gối l ($\lambda = l$).

• Đối với dầm dọc hệ mặt cầu thì nhịp tính toán bằng khoảng cách giữa 2 dầm ngang hai đầu dầm được xét ($\lambda = d$).

• Đối với dầm ngang nhịp tính toán bằng khoảng cách giữa hai tim dàn chủ (hoặc dầm chủ).

• Đối với dầm dọc cụt phải tính toán theo sơ đồ công xôn có nhịp bằng khoảng cách từ tim dầm ngang biên đến đầu mút hẫng của dầm dọc cụt l_k.

Các công thức tính diện tích đường ảnh hưởng mômen uốn như sau:

• Đối với dầm chủ: $\Omega k = \Omega p = \alpha\,(1-\alpha)\,l^2/2$

• Đối với dầm dọc hệ mặt cầu: $\Omega k = \Omega p = \alpha\,(1-\alpha)\,d^2/2$

• Đối với dầm ngang phía trong: $\Omega k = \Omega p = d\,e_o$

• Đối với các dầm ngang đầu (biên): $\Omega k = \Omega p = (d + l_k)\,e_o/2d$

trong đó:

e_o - khoảng cách từ tim dầm chủ (dàn chủ) đến mặt cắt được xét của dầm ngang.

e_o phải nhỏ hơn hoặc bằng khoảng cách từ tim dầm chủ (dàn chủ) đến dầm dọc hệ mặt cầu gần đó nhất, (m).

d - chiều dài khoang dầm dọc.

l_k - chiều dài dầm dọc cụt.

Hệ số α thể hiện vị trí tương đối của đỉnh đường ảnh hưởng được xác định như sau:

• Đối với dầm chủ: $\alpha = a_o/l$.

• Đối với dầm dọc hệ mặt cầu: $\alpha = a_o/d$.

• Đối với dầm ngang phía trong $\alpha = 0,5$.

• Đối với dầm ngang đầu $\alpha = 0$.

trong đó:

a_o - khoảng cách từ đỉnh đường ảnh hưởng đến đầu gần nhất của nó, (m)

10.3.3. Tính toán cường độ theo ứng suất tiếp

- Các mặt cắt cần phải xét bao gồm:

Đối với dầm chủ và dầm dọc mặt cầu:

• Mặt cắt tại gối và các mặt cắt bị giảm yếu do các lỗ đinh hoặc do các khuyết tật hư hỏng khác (thớ qua trục trung hoà).

• Cần xét thớ qua trục trung hoà của mặt cắt nói trên.

Đối với dầm ngang:

• Mặt cắt qua các lỗ đinh để liên kết với dầm dọc.

• Mặt cắt nguy hiểm đi qua các lỗ đinh để liên kết với dầm dọc.

• Các mặt cắt nguy hiểm khác.

- Hoạt tải rải đều tương đương cho phép (T/m) khi tính theo ứng suất pháp đối với mặt cắt vuông góc bất kỳ của dầm được tính theo công thức:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k \Omega_k}\left(\frac{0,75\ mRI\delta}{S} - \varepsilon_p \Omega_p \sum pn_p\right)$$

trong đó:

Ω_k - diện tích đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt đang xét của dầm (m^2).

Ω_p - tổng diện tích đường ảnh hưởng lực cắt (m^2).

I - mômen quán tính của mặt cắt nguyên lấy đối với trục trung hoà (m^4).

S - mômen tĩnh của nửa mặt cắt nguyên bên trên trục trung hoà lấy đối với trục trung hoà (m^3).

δ - chiều dầy bản bụng dầm.

ε_k - hệ số phân bố ngang của hoạt tải đối với phiến dầm đang xét.

n_k - hệ số tải trọng đối với đoàn tàu.

m - hệ số điều kiện làm việc.

R - cường độ tính toán cơ bản của thép.

0.75 - hệ số chuyển đổi từ cường độ cơ bản của thép sang cường độ chịu cắt

C - hệ số xét đến sự cho phép xuất hiện biến dạng dẻo hạn chế ở các thớ biên của dầm, lấy bằng 1,1 đối với dầm chủ và dầm dọc mặt cầu, bằng 1 đối với dầm ngang và đối với mọi trường hợp tính toán về mỏi.

W_o - mômen chống uốn của mặt cắt đang xét (m^3).

ε_k - hệ số phân bố ngang của tĩnh tải đối với cấu kiện đang xét.

Σpn_p - tổng các tĩnh tải rải đều tính toán (mỗi loại tĩnh tải tương ứng với một hệ số tải trọng) (T/m).

Có thể tính toán gần đúng tỷ số I/S đối với dầm tán đinh không có tấm nằm ngang ở bản cánh (với bụng dầm cao từ 350 đến 1500mm) bằng 0,835 h_b, nếu bụng dầm cao từ 550 đến 1700 mm có thể lấy I/S bằng 0,865 h_b, với h_b - chiều cao bụng dầm.

Nếu tại mặt cắt gối không có bản đệm thẳng đứng, trong tính toán chỉ lấy mặt cắt bụng dầm, lúc đó có thể lấy I/S ~ 0,667 h_b.

- Các diện tích đường ảnh hưởng lực cắt được tính toán như sau:

Đối với dầm chủ $\Omega_k = \dfrac{(0,5l + C_o)^2}{2l}$

(ứng với $\lambda = 0,5\ l + C_o$ và $\alpha = 0$); $\Omega_p = C_o$

Riêng mặt cắt tại gối thì $\Omega_k = \Omega_p = l / 2$

(ứng với $\lambda = 1$ và $\alpha = 0$)

trong đó:

C_o - khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt được xét của dầm (m)

• Đối với dầm dọc hệ mặt cầu:

$$\Omega_p = C_o\ ;\ \Omega_k = \frac{(0,5d + C_o)^2}{2d}$$

(ứng với $\lambda = 0,5\ d + C_o$ và $\alpha = 0$)

Riêng mặt cắt tại gối thì $\Omega_k = \Omega_p = d / 2$

• Đối với dầm ngang phía trong $\Omega_k = \Omega_p = d$

(ứng với $\lambda = 2d$ và $\alpha = 0,5$)

• Đối với dầm ngang đầu

$$\Omega_k = \Omega_p = \frac{(d + l_k)^2}{2d}$$

(ứng với $\lambda = d + l_k$ và $\alpha = 0$)

l_k - Chiều dài dầm dọc cụt, (m)

10.3.4. Tính toán theo cường độ của liên kết thép góc bản cánh với bản bụng (bằng đinh tán, bulông hoặc hàn)

Trong các tính toán đều xét trên một đoạn bản cánh dài 1m.

Công thức tính hoạt tải rải đều tương đương cho phép (T/m) theo điều kiện nói trên như sau:

- Khi tà vẹt kê trực tiếp lên bản cánh trên của dầm:

$$k = \frac{mRF_o}{\varepsilon_k n_k \sqrt{\left(\dfrac{100\alpha_p S'\Omega_k}{I}\right)^2 + A_3}}$$

Khi tà vẹt không kê trực tiếp lên bản cánh trên của dầm:

$$k = \frac{mRF_oI}{100\alpha_p d_k n_k \Omega_k S'}$$

trong đó:

F_o - diện tích tính toán tính đổi của các đinh tán (bulông) hoặc mối nối hàn liên kết bản bụng với thép góc của bản cánh hoặc với bản cánh.

+ đối với đinh tán (bulông) $F_o = n_d / \mu_o$

+ đối với mối hàn: $F_o = sF_{mh}$

$1 / \mu_o$ - diện tích tính toán tính đổi của đinh tán (bulông)

n_d - số lượng đinh tán (bulông) trên đoạn cánh dài 1m đang được xét

S - hệ số tính toán mối hàn

F_{mh} - diện tích các mối hàn trên đoạn dài 1m

α_p - hệ số xét đến trọng lượng bản thân dầm:

+ khi tính dầm dọc và dầm ngang hay dầm chủ ngắn hơn 20m → $\alpha_p = 1,1$

+ khi tính dầm chủ có nhịp dài 20 - 45m → α_p =1,1 - 1,2.

+ các số trung gian lấy nội suy

S' - mômen tĩnh của mặt nguyên cánh dầm (gồm bản cánh và các thép góc cánh), lấy đối với trục trung hoà của nó (m^3)

I - mômen quán tính của mặt cắt nguyên của dầm, lấy đối với trục trung hoà của nó (m^4)

A_3 - tham số xét đến áp lực tập trung do tà vẹt kê trực tiếp lên bản cánh trên của dầm.

10.3.5. Tính toán theo ổn định chung

Đẳng cấp của dầm theo điều kiện ổn định chung được tính toán theo công thức chung đã nêu ở mục 10.2.1, trong đó trị số hoạt tải rải đều tương đương cho phép (T/m) được tính theo các quy định dưới đây:

Phải tính toán theo điều kiện ổn định chung của dầm khi chiều dài tự do l_o của bản cánh chịu nén (khoảng cách giữa các nút của hệ liên kết dọc ở bản cánh này) lớn hơn 15 lần chiều rộng của nó.

Không phải tính toán theo điều kiện ổn định chung của dầm nếu mặt cầu có các tà vẹt thép đã được liên kết chặt chẽ với dầm thép bằng các bulông móc hoặc neo có kiểu của dầm liên hợp thép - BTCT.

- Điều kiện ổn định chung là trị số ứng suất pháp nén lớn nhất xuất hiện trong bản cánh khi khai thác, tính theo mặt cắt nguyên, không vượt quá cường độ tính toán bằng

φR, như trong kết cấu chịu nén đúng tâm. Đặc trưng hình học của mặt cắt nguyên lấy đối với thớ chịu nén nhiều nhất là W

Từ công thức cơ bản:

$$k = \frac{mR'G - \varepsilon_p \Omega_p \sum pn_p}{\varepsilon_k . n_k . \Omega_k}$$

Thay R' = φR, thay G = W ta có công thức sau:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k . n_k . \Omega_k}(m\varphi RW - \varepsilon_p \Omega_p \sum pn_p)$$

Là công thức tính hoạt tải rải đều tương đương cho phép dùng để tính đẳng cấp của dầm theo điều kiện ổn định chung.

trong đó:

$\Omega_p = \Omega_k$ - diện tích đường ảnh hưởng mômen uốn của dầm đối với mặt cắt ở giữa chiều dài tự do được xét của bản cánh chịu nén (m^2)

φ - hệ số uốn dọc lấy tuỳ theo độ mảnh quy ước của bản cánh chịu nén $\lambda_o = l_o/r$

l_o - chiều dài tự do của bản cánh chịu nén

r - bán kính quán tính quy ước của bản cánh chịu nén (m)

$$r = \sqrt{\frac{I_c}{F_c}}$$

m - hệ số điều kiện làm việc

I_c - mômen quán tính nguyên của bản cánh chịu nén, lấy đối với trục trọng tâm (m^4)

F_c- diện tích mặt cắt nguyên của bản cánh chịu nén của dầm (m^2)

W - mômen chống uốn của toàn mặt cắt nguyên của dầm ứng với thớ biên chịu nén của dầm, lấy đối với trục trung hoà của dầm (m^3). Mặt cắt dược xét ở đây là mặt cắt ở giữa chiều dài tự do của bản cánh chịu nén.

- Trị số chiều dài tự do l_o được lấy theo các quy định sau:

• Nếu có hệ liên kết dọc ở vùng bản cánh chịu nén của dầm và có hệ liên kết ngang ở các mặt cắt gối của dầm thì l_o bằng khoảng cách giữa các nút của hệ liên kết dọc (m).

• Nếu chỉ có hệ liên kết dọc ở vùng bản cánh chịu kéo của dầm và có hệ liên kết ngang ở trong phạm vi nhịp cũng như ở các mặt cắt gối của dầm thì l_o bằng khoảng cách giữa các liên kết ngang (m).

• Nếu không có hệ liên kết trong phạm vi nhịp thì l_o bằng chiều dài nhịp dầm l(m).

Khi tính toán dầm ngang, l_0 sẽ được lấy trị số nào lớn hơn trong hai trị số sau:

• Khoảng cách giữa các dầm dọc.

• Khoảng cách từ tim dàn chủ đến dầm dọc gần đó nhất.

Thành phần của mặt cắt bản cánh chịu nén được lấy như sau:

• Đối với dầm tán đinh: Bao gồm các bản cánh, các thép góc cánh và phần bản bụng nằm trong phạm vi chiều cao của thép góc cánh.

• Đối với dầm hàn: chỉ gồm các bản cánh.

10.3.6. Tính toán theo điều kiện ổn định cục bộ của bản bụng có sườn đứng tăng cường ở mặt cắt gối dầm

Sơ đồ tính toán là một cột chịu nén đúng tâm bởi lực nén là phản lực gối bất lợi nhất thẳng đứng, mặt cắt của cột quy ước này bao gồm phần bản bụng dầm ở trên gối và phần diện tích mặt cắt của các sườn tăng cường đứng ở mặt cắt gối dầm.

Hoạt tải rải đều tương đương cho phép, dùng để tính toán đẳng cấp của dầm điều kiện đã nêu trên được tính như sau:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k \Omega_k}(\varphi m R F_b - \varepsilon_p \Omega_p \sum p n_p)$$

trong đó

$\Omega_k = \Omega_p$ - diện tích đường ảnh hưởng phản lực gối của dầm (m)

φ - hệ số uốn dọc lấy tuỳ theo độ mảnh của cột quy ước nói trên khi uốn ra ngoài mặt phẳng của dầm; chiều dài tự do l_0 của cột quy ước lấy bằng khoảng cách thẳng đứng giữa tim các nút của hệ liên kết ngang nằm trong mặt phẳng của sườn cứng trên gối, nhân với 0,7

F_0 - diện tích nguyên của mặt cắt ngang cột quy ước chịu nén, bao gồm các thép góc hoặc thép bản của sườn tăng cường đứng và phần bản bụng dầm có độ rộng 14δ tính về mỗi phía từ tâm của cột quy ước (tức là xét độ rộng 28δ đo theo dọc nhịp dầm), (m^2)

δ - chiều dày bản bụng ở mặt cắt trên gối (m)

10.3.7. Tính toán theo điều kiện ổn định cục bộ của bản bụng dầm

10.3.7.1. Phải tính toán ổn định cục bộ của bản bụng dầm trong trường hợp sau

- Khi không có sườn tăng cường đứng mà h > 50δ

- Khi có các sườn tăng cường thẳng đứng đặt cách nhau xa quá 2h hoặc 2m.

- Khi có các sườn cứng thẳng đứng, đặt cách nhau ít hơn 2h hay ít hơn 2m, nếu h > 80δ đối với bụng dầm thép than, nếu h > 60δ đối với bụng dầm bằng thép hợp kim thấp.

trong đó:

h - chiều cao tính toán của bụng dầm, được lấy đối với dầm hàn bằng toàn bộ chiều cao bụng dầm, còn đối với dầm tán đinh thì lấy bằng khoảng cách giữa các hàng đinh gần trục dầm nhất của bản cánh.

δ - chiều dày bụng dầm.

10.3.7.2. Hoạt tải rải đều tương đương cho phép (T/m) xét theo điều kiện ổn định cục bộ của bản bụng dầm

Được tính trong 2 trường hợp

a) Khi tà vẹt kê trực tiếp lên bản cánh trên của dầm:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k}\left[\frac{1}{\sqrt{\left(\dfrac{\Omega_k^M y_o}{\omega_1 I \sigma_o} + \dfrac{A_M}{\alpha_p \delta p_o}\right)^2 + \left(\dfrac{0{,}9\Omega_k^Q}{\delta h \tau_o}\right)^2}}\right] - \varepsilon_p p$$

b) Khi tà vẹt không kê trực tiếp lên bản cánh trên của dầm:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k}\left[\frac{1}{\sqrt{\left(\dfrac{\Omega_k^M y_o}{\omega_1 I \sigma_o}\right)^2 + \left(\dfrac{0{,}9\Omega_k^Q}{\delta h \tau_o}\right)^2}}\right] - \varepsilon_p p$$

10.3.7.3. Khi các sườn tăng cường nằm ngang thì ổn định cục bộ của bụng dầm được tính toán theo chỉ dẫn của quy trình thiết kế cầu mới hiện hành

Đẳng cấp của bụng dầm và đẳng cấp của tải trọng được xác định với:

$\lambda = l$ hay $\lambda = d$

và $\alpha = a_o/l$ hay $\alpha = a_o/d$

10.3.8. Tính toán theo điều kiện mỏi

Năng lực chịu tải của các dầm chủ và dầm phần xe chạy theo điều kiện mỏi được xác định tại chỗ cắt dứt bản thép nằm ngang, cũng như các chỗ khác mà có hệ số tập trung ứng suất cao.

Hoạt tải cho phép (T/m)

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k 0 \Omega_k}\left(\gamma R W_o - \varepsilon_p p' \Omega_p\right)$$

trong đó:

ε - kệ số chuyển đổi.

Ω_k, Ω_p - các diện tích đường ảnh hưởng mômen uốn tại mặt cắt đang xét của dầm (m^2).

γ - hệ số giảm cường độ tính toán, khi tính toán mỏi.

W_o - mômen kháng uốn tính toán của mặt cắt đang xét của dầm.

$p' = \Sigma p_i$ - tổng cường độ tĩnh tải tiêu chuẩn (T/m).

p_i - cường độ tĩnh tải tiêu chuẩn thứ i (không xét hệ số).

10.3.9. Tính toán dầm dọc cụt

Năng lực chịu tải của dầm dọc cụt xác định bằng cách tính toán trực tiếp đẳng cấp mà không tính toán hoạt tải cho phép. Đẳng cấp tính được của dầm dọc cụt sẽ được so sánh với đẳng cấp của đoàn tàu đã được tính toán.

10.3.9.1. Đẳng cấp của dầm dọc cụt theo ứng suất pháp

$$K_1 = \frac{0,13RW_{th}}{\varepsilon_k a l_1}$$

trong đó:

W_{th} - mômen kháng uốn của mặt cắt thu hẹp tại vị trí ngàm của dầm dọc cụt có xét mặt cắt của bản cá (nếu có) và không xét mặt cắt của tấm bản nằm ngang cũng như của các thép góc cánh (m^3)

a - hệ số, phụ thuộc vào số tà vẹt đặt trên dầm dọc cụt, lấy bằng 0,6 khi có 1 tà vẹt, bằng 0,8 khi có 2 tà vẹt.

L_1 - khoảng cách từ trục dầm ngang đến trục của tà vẹt nằm ở đầu dầm dọc cụt (m)

R - cường độ tính toán cơ bản chịu uốn của thép (T/m^2)

10.3.9.2. Đẳng cấp của dầm dọc cụt về cường độ theo ứng suất tiếp

$$K_2 = \frac{0,063Rh\delta}{\varepsilon_k a}$$

trong đó:

h - chiều cao bụng dầm dọc cụt tại mặt cắt bên dưới tà vẹt gần dầm ngang nhất (m)

δ - chiều dầy tấm bản thẳng đứng của dầm dọc cụt (m).

10.3.9.3. Đẳng cấp của dầm dọc cụt theo cường độ của bản cá trên về liên kết của nó

$$K_3 = \frac{0,13RhF_p}{\varepsilon_k a l_1}$$

trong đó: F_b - diện tích tính toán mặt cắt thu hẹp của bản cá F_{th} hoặc diện tích tính toán tính đổi của các đinh tán liên kết "nửa bản cá" F_o (m^2), trong công thức trên lấy giá trị nào nhỏ hơn.

10.3.9.4. Đẳng cấp của dầm dọc cụt với dầm ngang khi có bản cá trên

(theo cường độ của đinh tán nối với bụng dầm ngang)

$$K_4 = \frac{0,13Rh_kF_o}{\varepsilon_k a}$$

trong đó: F_o - diện tích tính toán tính đổi của các đinh tán liên kết thép góc nối với dầm ngang (m^2)

10.3.9.5. Đẳng cấp của dầm dọc cụt với dầm ngang khi không có bản cá trên (theo cường độ của đinh tán nối với bụng dầm ngang)

Được tính theo công thức sau:

- Khi tính về cường độ: $K_5 = \dfrac{0,027Rh_kF_o}{\varepsilon_k a l_1}$

- Khi tính về mỏi: $K_6 = \dfrac{0,032Rh_kF_o}{\varepsilon_k a l_1 \theta}$

trong đó:

F_o - diện tích tính toán tính đổi của các đinh tán chịu đứt đầu đinh (chịu nhổ) (cm^2)

h_k - khoảng cách giữa các đinh tán biên trong dầm ngang trong phạm vi chiều cao dầm dọc cụt (cm)

θ - hệ số chuyển đổi.

10.3.9.6. Đẳng cấp của dầm dọc cụt theo cường độ đinh tán ở bụng dầm dọc cụt

- Khi có bản cá trên $K_7 = \dfrac{0,13RF_o}{\varepsilon_k a\sqrt{1+8,4\left(\dfrac{l_1}{h'_k}\right)^2}}$

- Khi không có bản cá trên $K_8 = \dfrac{0,13RF_o}{\varepsilon_k a\sqrt{1+21\left(\dfrac{l_1}{h'_k}\right)^2}}$

trong đó:

F_o - diện tích tính toán tính đổi của các đinh tán trong bản thẳng đứng của dầm dọc cụt, lấy theo sự làm việc của đinh tán chịu cắt 2 mặt hay chịu ép đập (m^2)

h'_k - khoảng cách giữa các đinh tán biên trong bụng dầm dọc cụt (m).

10.3.9.7. Đẳng cấp của dầm dọc cụt đã xác định theo các công thức trên được so sánh với đẳng cấp của tải trọng

$$K_o = 0,15\ P_o\ (1 + \mu_o)$$

trong đó:

P_o - tải trọng do trục nặng nhất của đoàn tàu đè lên ray (T)

$(1 + \mu_o)$ - hệ số xung kích của tải trọng đó được tính với $\lambda = 0$.

10.3.10. Điều kiện tính toán liên kết dầm dọc với dầm ngang

a) Theo cường độ đinh tán liên kết thép góc với dầm dọc (nếu dùng bulông thường hoặc bulông cường độ cao thì cũng tính toán như đối với đinh tán có xét đến diện tích tính toán tính đổi tương đối của bulông.

b) Theo cường độ đinh tán nối thép góc với dầm ngang.

c) Theo độ mỏi của đinh tán nối thép góc với dầm ngang khi không có bản cá.

d) Theo cường độ và độ mỏi của bản cá và theo cường độ của liên kết của bản cá.

Các công thức để tính toán liên kết dầm dọc và dầm ngang có xét đến tính liên tục của dầm dọc, độ đàn hồi thẳng đứng của dầm ngang, độ biến dạng đàn hồi góc của liên kết và độ dãn dài của thanh treo.

Mối nối các dầm dọc kiểu đặt chồng lên các dầm ngang, theo kiểu liên kết mặt bích được tính toán cũng giống như liên kết dầm dọc với dầm ngang đặc.

Đẳng cấp theo liên kết dầm dọc với dầm ngang và đẳng cấp tương ứng của tải trọng trong mọi trường hợp nói dưới đây được tính với $\lambda = d$ và $\alpha = 0$.

10.3.11. Tính toán liên kết dầm ngang với dàn chủ

10.3.11.1. Nếu mối nối cấu tạo như trên hình vẽ 10.1a thì hoạt tải cho phép (T/m đường) là

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k \Omega_k}\left((mRF_o - \varepsilon_p p \Omega_p\right)$$

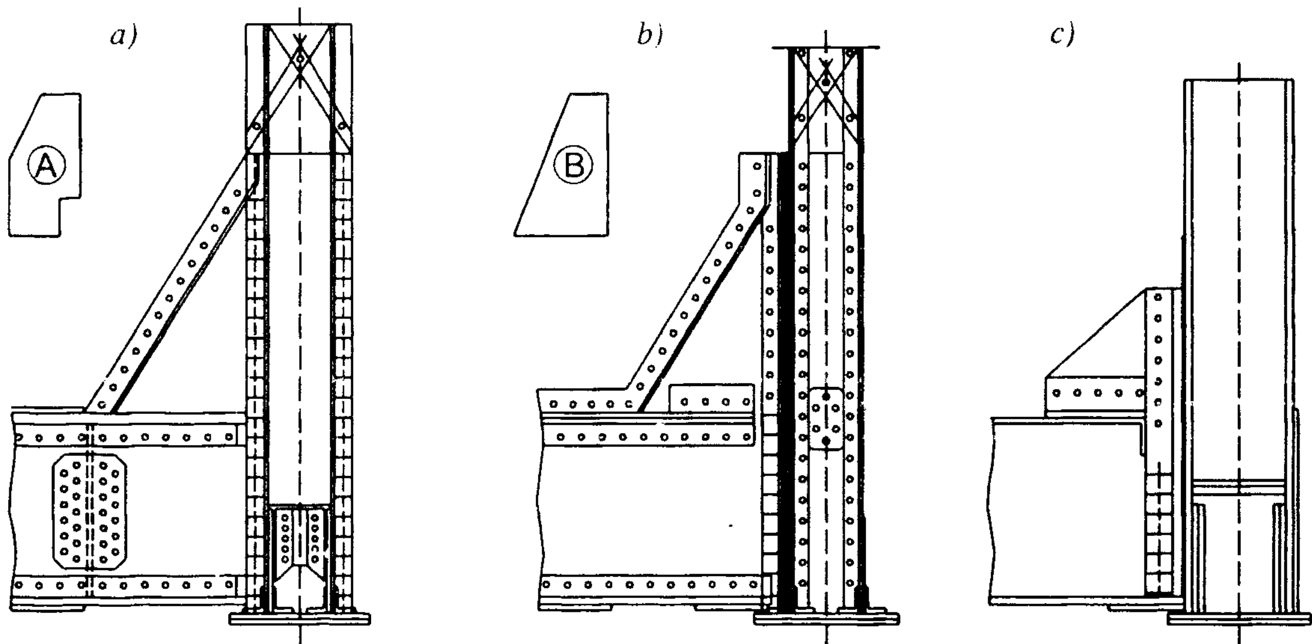
trong đó:

$\Omega_k = \Omega_p$ - diện tích đường ảnh hưởng lực cắt trong mặt cắt dầm ngang, nằm trên giữa dầm dọc và dàn chủ (m^2)

m = 1 - hệ số điều kiện làm việc

$F_o = \frac{n_k}{\mu_o}$ - diện tích tính toán tính đổi của các đinh tán thứ k chịu cắt hoặc chịu ép mặt dùng để liên kết bản nối đầu dầm ngang với hai nhánh của thanh đứng của dàn chủ (m^2).

Ngoài ra cần kiểm toán cường độ mối nối bản nối đầu dầm ngang với tấm thẳng đứng của dầm ngang



Hình 10-1: Cấu tạo nối ghép dầm ngang với dàn chủ
a) Kiểu nối chắp; b) Có bản hình thang; c) Có bản nối tam giác
A. Bản nối chắp; B. Bản nối hình thang

10.3.11.2. Khi trong mối nối dầm ngang vào dàn chủ có các thép góc nối và bản hẳng thẳng đứng như hình 10.1b

Tính toán như công thức sau:

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k \Omega_k}\left((mRF_o - \varepsilon_p p\Omega_p\right)$$

với m = 1,0

Khi xác định diện tích tính toán tính đổi F_o được phép xét đến các đinh tán liên kết thép góc nối với dàn chủ (không kể các đinh tán trong phạm vi chiều cao thanh biên của dàn) hoặc nối với dầm ngang (không kể các đinh tán trong phạm vi chiều cao bản nối hẫng thẳng đứng nói trên). Trong các tính toán sẽ lấy trị số nào nhỏ hơn.

10.3.11.3. Khi có bản tam giác tăng cường như trên hình 10.1c cũng như khi liên kết dầm ngang bằng các thép góc đặt chỉ trong phạm vi chiều cao dầm ngang

Tính toán theo công thức

$$k = \frac{1}{\varepsilon_k n_k \Omega_k}\left((mRF_o - \varepsilon_p p\Omega_p\right)$$

Hệ số điều kiện làm việc m = 0,85. Diện tích làm việc tính đổi của đinh tán cũng được xác định giống như trường hợp có bản nối hẫng ở hình vẽ 10.1b.

10.4. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CỦA DÀN CHỦ

10.4.1. Tính thanh chịu nén theo cường độ của bản giằng hay thanh giằng

Năng lực chịu tải của thanh dàn chịu nén theo điều kiện cường độ của bản giằng hoặc thanh giằng được kiểm toán đối với trường hợp mặt cắt ghép hình hộp hoặc hình **H** gồm các nhánh được nối ghép với nhau trên suốt chiều dài bằng một hay hai mặt phẳng thanh giằng hoặc bản giằng.

10.4.2. Tính toán thanh biên trên của dàn khi tà vẹt đặt trực tiếp lên nó

Xác định hoạt tải cho phép (T/m) đối với các thanh biên trên (chịu nén) của dàn có tà vẹt đặt trực tiếp lên chúng trong hai trường hợp:

- Khi tính về cường độ

- Khi tính về ổn định

Đẳng cấp để tính toán năng lực chịu tải của các thanh biên trên của dàn chủ khi có tà vẹt đặt trực tiếp lên chúng được xác định như phần 10.1.6 khi $\lambda = l$; $\alpha = a_0/l$.

10.4.3. Tính toán nút gối nhọn của dàn

Nút gối nhọn là nút đầu dàn, chịu uốn

Đẳng cấp của nút gối nhọn của dàn chủ kết cấu nhịp được xác định:

Theo ứng suất pháp được xác định tại các mặt cắt

a) Mặt cắt 1-1 tại chỗ bắt đầu của thanh biên

b) Mặt cắt 2-2 ở cách mặt cắt 1-1 một khoảng bằng 0,4 - 0,5m

c) Mặt cắt đứt các tấm nằm ngang

Theo ứng suất tiếp ở gối theo điều kiện cường độ của các tập bản thẳng đứng, ở vị trí trục trung hoà và theo điều kiện cường độ của các đinh tán nằm ngang liên kết bản cánh. Tất cả các mặt cắt tính toán đều thẳng đứng.

10.4.4. Tính toán hệ liên kết và giằng gió

Hệ liên kết dọc của dàn chủ kết cấu nhịp được kiểm toán theo độ mảnh $\lambda_0 = l_0/r$

- Đối với cấu kiện của hệ liên kết dọc nằm ở mặt phẳng của thanh biên chịu kéo, lấy bằng 200.

- Đối với cấu kiện của hệ liên kết dọc, nằm ở mặt phẳng các thanh biên chịu nén, cũng như đối với hệ liên kết ngang và dầm hẫng lấy bằng 150.

- Chiều dài tự do của các cấu kiện hệ liên kết l_0, được xác định cũng như tính toán các thanh của dàn chủ. Đối với các thanh biên có hai thành đứng thì chiều dài hình học của các cấu kiện được lấy bằng chiều dài của chúng giữa các thành đứng bên trong của các thanh biên dàn

Đối với hệ liên kết có các thanh bắt chéo nhau làm bằng các thép góc giống nhau thì kiểm toán theo hai giả thiết:

- Bán kính quán tính mặt cắt r được lấy đối với trục đi qua trọng tâm mặt cắt và song song với mặt phẳng của hệ liên kết, còn chiều dài tự do lấy đối với dạng dàn phức tạp.

- Bán kính quán tính mặt cắt được lấy là nhỏ nhất, còn chiều dài tự do lấy bằng nửa khoảng cách của tâm liên kết của thanh chéo.

10.5. XÉT ẢNH HƯỞNG CỦA CÁC HƯ HỎNG VÀ KHUYẾT TẬT CÁC BỘ PHẬN

10.5.1. Ảnh hưởng của sự giảm yếu bộ phận do gỉ

Khi trong kết cấu nhịp có những bộ phận bị gỉ đáng kể thì ngoài việc tính toán mặt cắt mà ở đó có ứng lực lớn nhất tác động, cần phải tính toán phân cấp thêm cả những mặt cắt đã bị giảm yếu do gỉ.

Ảnh hưởng của gỉ kim loại được xét đến bằng cách đưa vào trong công thức tính toán các đặc trưng hình học thực tế của mặt cắt được xét đến có kể đến sự giảm yếu do chúng bị gỉ. Trong mỗi mặt cắt như thế cần xác định các đặc trưng hình học tương ứng đối với phần mặt cắt còn lại chưa bị gỉ.

Khi tính toán về độ mỏi của các cấu kiện đã bị giảm yếu do gỉ thép thì cần phải xét hệ tập trung ứng suất.

10.5.2. Ảnh hưởng của sự cong vênh của các cấu kiện

Khi cấu kiện chịu nén có độ cong vênh với đường tên $f > 0,0025\ l_0$ đối với kết cấu mặt cắt tổ hợp hoặc mặt cắt thép hình H có bản tấm nằm ngang đặc hoặc có $f > 0,143\ \rho$ đối với cấu kiện có mặt cắt ngang Π (l_0 - chiều dài tự do; ρ - bán kính lõi của mặt cắt) ảnh hưởng của độ cong vênh cần phải được kể đến khi xác định hệ số uốn dọc φ. Hệ số uốn dọc φ trong trường hợp đó lấy tuỳ thuộc vào độ mảnh λ_0 và độ lệch tâm tương đối i.

Nếu trong một cấu kiện tổ hợp mà độ cong vênh của nhánh là $f > 0,004 l_0$ thì trong diện tích tính toán của cấu kiện khi tính toán chỉ được dựa vào diện tích của nhánh không bị cong vênh.

Các cấu kiện chịu nén có các chỗ cong vênh cục bộ của tấm bản thép hoặc của thép góc khi mà đường tên do uốn lớn hơn trị số ρ đã được tính toán mà không xét đến các tấm bản thép góc đó (ρ - bán kính lõi của phần bị hư hỏng của mặt cắt, bao gồm mọi bộ phận đã bị hư hỏng - các bản thép, các thép góc... theo hướng ngược với hướng của độ lệch tâm).

Dầm có thành bụng đặc bị cong vênh trong mặt bằng giữa các nút của hệ giằng liên kết sẽ được kiểm toán về ổn định chung có xét đến độ cong vênh của bản cánh chịu nén.

10.5.3. Ảnh hưởng của các lỗ thủng, các chỗ móp lõm và các vết nứt

Tất cả các lỗ thủng, các chỗ lõm và các vết nứt làm giảm yếu mặt cắt, đều phải được xét đến khi xác định các đặc trưng hình học tính toán của mặt cắt được xét. Ở mỗi mặt cắt bị giảm yếu cần phải được xác định vị trí tương ứng của trọng tâm có kể đến các hư hỏng. Đối với mặt cắt bị giảm yếu do lỗ thủng và vết lõm thì khi tính đặc trưng hình học mặt cắt phải xét phần chưa bị hỏng của kim loại và vị trí bắt đầu của phần đó ở cách 3-5mm kể từ mép biên vết lõm hoặc mép lỗ thủng.

Khi có vết nứt đã được khoan lỗ chặn hai đầu vết nứt thì mặt cắt tính toán được lấy từ mép lỗ.

Nếu vết nứt hoặc lỗ thủng làm giảm yếu ở một mặt bên của thanh chịu nén hoặc thanh chịu kéo với các hư hỏng ở mép thanh thì khi tính toán, ngoài việc xét sự giảm yếu của mặt cắt còn phải xét đến mức độ lệch tâm truyền ứng lực lên phần còn nguyên lành của mặt cắt.

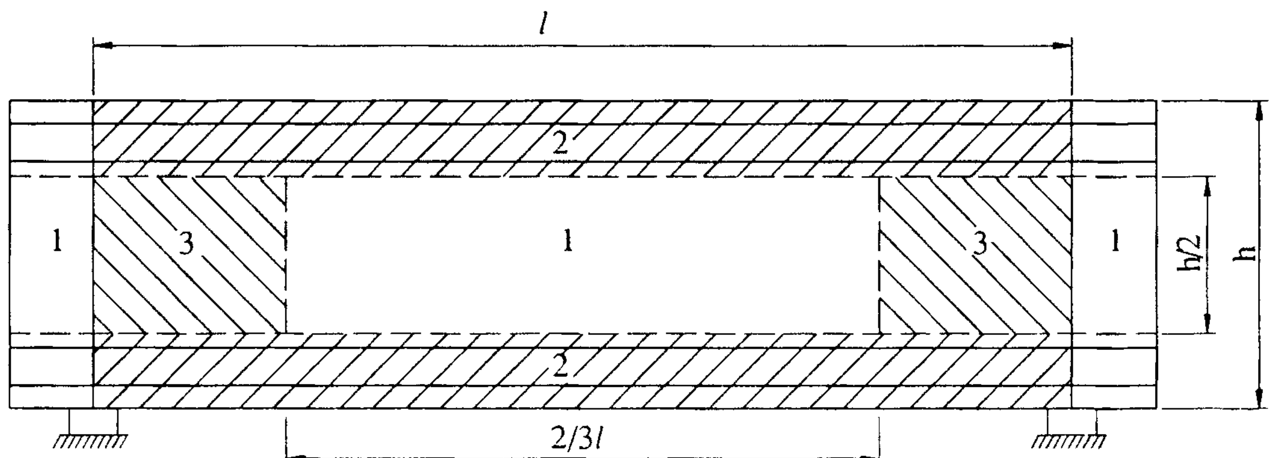
Muốn vậy diện tích tính toán được xác định như sau:

- Đối với cấu kiện chịu nén: $G = F'_p \varphi$

- Đối với cấu kiện chịu kéo: $G = F'_0 \dfrac{1}{1 + \dfrac{e_o F'_p}{W'_p}}$

trong đó: F'_p, W'_p - diện tích (m^2) và mômen kháng uốn (m^3) của phần nguyên lành của mặt cắt bị giảm yếu nhất.

Trên hình vẽ 10.2 các vùng hư hỏng của dầm thép đặc. Những hư hỏng vùng 1 không có ảnh hưởng lớn đến năng lực chịu tải của kết cấu nhịp và nếu thép góc tăng cường cứng không bị hư hỏng thì có thể bỏ qua không xét đến các hư hỏng. Nếu hư hỏng ở vùng 3 thì phải kiểm toán mặt cắt bị giảm yếu theo ứng suất tiếp.



Hình 10.2: Các vùng hư hỏng của dầm thép đặc

Phải kiểm toán về cường độ và về mỏi đối với dầm đã hư hỏng theo ứng suất pháp tại mặt cắt giảm yếu bằng các công thức giống như đối với dầm không bị hư hỏng. Trong tính toán sẽ lấy trị số nào nhỏ hơn của mômen kháng uốn tính toán của phần nguyên lành của mặt cắt đã được tính toán hai lần, đối với:

- Trục đi qua trọng tâm của mặt cắt chưa bị hỏng
- Trục đi qua trọng tâm của phần mặt cắt còn lại sau khi hư hỏng

Mômen kháng uốn tính toán trong cả hai trường hợp được tính đối với thớ biên trên và thớ biên dưới của mặt cắt. Các mép phần chưa hư hỏng của mặt cắt dầm chịu uốn được lấy cũng như đối với cấu kiện của dàn.

Để tính gần đúng, có thể tính hoạt tải cho phép (T/m đường), khi tính toán theo ứng suất pháp có kể đến hư hỏng nằm trong vùng 3 là:

$$k = \frac{l}{\varepsilon_k n_k}\left[\frac{1,15R\delta(h-\Delta h)}{l} - 0,5p\right]$$

trong đó:

R - cường độ tính toán cơ bản (T/m^2)

δ - chiều dày bản bụng dầm (m)

h - chiều cao toàn bộ của bụng dầm trên gối (m)

Δh - chiều cao phần hư hỏng của bụng dầm (m)

l - nhịp tính toán của dầm (m)

10.6. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN ĐƯỢC TĂNG CƯỜNG

10.6.1. Năng lực chịu tải các cấu kiện kết cấu nhịp đã được tăng cường bằng cách thêm thép

Được xác định như sau:

Hoạt tải cho phép theo cường độ và ổn định của cấu kiện dàn chủ sau khi gia cố được xác định theo các công thức (T188-189, Quy trình kỹ thuật kiểm định cầu đường sắt) phụ thuộc vào phương pháp gia cố, dấu của nội lực và tải trọng (tính toán theo cường độ, tính toán theo ổn định).

Hoạt tải cho phép khi tính toán theo mỏi đối với cấu kiện sau khi gia cố được xác định theo các công thức:

Khi tính các cấu kiện được gia cố có dỡ trọng lượng bản thân:

$$k_B = \frac{1}{\varepsilon_k \theta \Omega_k}\left((m\gamma R G_y - \varepsilon_p p'\Omega_p\right)$$

Khi tính các cấu kiện được gia cố không dỡ trọng lượng bản thân:

$$k_B = \frac{1}{\varepsilon_k \theta \Omega_k}\left((m\gamma RG_y - \varepsilon_p \gamma_{yc} p'\Omega_p\right)$$

Trong đó γ_{yc} - hệ số tính toán khi cấu kiện được gia cố mà không có dỡ trọng ượng bản thân:

$$\gamma_{yc} = 1 + \frac{m\rho_o G_H}{G_o}$$

10.6.2. Năng lực chịu tải của cấu kiện bị nén, đã được tăng cường bằng gỗ

Được xác định theo công thức $k = \frac{1}{\varepsilon'_k n_k \Omega_k}\left((mRCW_o - \varepsilon_p \Omega_p)\sum pn_p\right)$ về cường độ theo diện tích nguyên của phần chưa bị hư hỏng của bộ phận F, còn về ổn định th theo diện tích tính toán $F_o = 1{,}1\ \varphi\ F'_p$ (m^2).

φ - hệ số uốn dọc được xác định theo độ mảnh quy ước λ_o

F'_d - diện tích mặt cắt nguyên của phần chưa bị hư hỏng của bộ phận (m^2)

Độ mảnh quy ước: $\lambda = l_o/r$

l_o - chiều dài tự do của bộ phận

r - bán kính quán tính (m): $r = \sqrt{\frac{I_p}{1{,}1F'_p}}$

I_p - mômen quán tính tính đổi của mặt cắt nguyên (m^4)

$$I_p = I'_p + 0{,}05\ \Sigma I_d$$

I'_p - mômen quán tính của phần không bị hư hỏng của mặt cắt ngang thép đối với trục bản thân

ΣI_d - tổng các mômen quán tính của các bộ phận bằng gỗ đối với trục bản thân (m^4)

10.7. CÁC CHỈ DẪN THỰC HÀNH TÍNH TOÁN

Tính toán đẳng cấp của các bộ phận, các mối nối, các cấu kiện và các liên kết của chúng nên được làm dưới dạng bảng. Nếu có các tính toán đặc biệt khác bổ sung thì tập hợp trong phần mục lục của hồ sơ.

Khi các hư hỏng (do gỉ, do lực, cong vênh...) chỉ ở các bộ phận riêng lẻ của kết cấu nhịp, thì nên tính toán đẳng cấp của mọi bộ phận kết cấu nhịp, không kể đến hư hỏng, sau đó sẽ xác định năng lực chịu tải của các bộ phận hư hỏng. Điều đó cho phép đánh giá cụ thể ảnh hưởng của hư hỏng bộ phận đến năng lực chịu tải của nó.

Trong bảng kết luận về đẳng cấp của kết cấu nhịp cần phải chỉ rõ đẳng cấp của các bộ phận có kể đến các hư hỏng kèm theo các chú thích tỉ mỉ.

Trong trường hợp các bộ phận kết cấu nhịp bị gỉ đáng kể hoặc bị hư hỏng thì việc xác định năng lực chịu tải của các bộ phận đó cần được ưu tiên làm ngay lập tức, trong đó có kể đến gỉ và các hư hỏng để có quyết định về chế độ khai thác cầu.

Khi tính toán cấu kiện chịu nén của dàn, năng lực chịu tải của nó cần phải xác định theo cường độ và ổn định, để giảm khối lượng tính toán cần xác định trước các diện tích tính toán quy ước của các bộ phận khi tính toán về cường độ (mF_{th}) và khi tính toán về ổn định ($m\varphi F_p$). Sau đó chỉ cần tính toán, hoặc về cường độ, hoặc về ổn định tuỳ theo trị số diện tích tính toán quy ước nào bé hơn.

Khi tính toán các mối nối và các liên kết (kể cả bản nút dàn) của các cấu kiện chịu kéo và cấu kiện chịu nén thì cần xác định diện tích tính toán quy ước tính đổi của các đinh tán (bulông) mF_o và diện tích quy ước của bản nút chịu xé rách (mF'_o). Nếu trị số (mF_0) hay (mF'_o) lớn hơn trị số tương ứng của diện tích tính toán quy ước của bộ phận (mF_{th}, hay $m\varphi F_p$) năng lực chịu tải của bộ phận và cường độ mối (liên kết) hay bản nút có thể không được xác định.

Trong trường hợp năng lực chịu tải của các bộ phận dàn về mỏi là không đủ thì cần xác định lượng tích luỹ hư hỏng mỏi (độ dự trữ) theo lý thuyết hư hỏng tích luỹ (thuộc phần tính toán đặc biệt của hồ sơ kiểm định cầu). Theo kết quả của tính toán đó mà lập điều kiện khai thác và chọn biện pháp tăng cường kết cấu nhịp phù hợp.

Chương 11

THỬ NGHIỆM CẦU

11.1. CÁC VẤN ĐỀ CHUNG

11.1.1. Mục đích thử tải cầu và các trường hợp cầu thử tải

Mục đích chính của việc thử tải cầu là làm rõ các đặc điểm làm việc thực tế của toàn công trình cầu nói chung cũng như các bộ phận riêng lẻ của cầu.

Trong khi thiết kế cầu thường phải dùng những sơ đồ tính toán đơn giản hóa và những tính chất vật liệu đại diện. Vì vậy tất nhiên sự làm việc thực tế của các kết cấu cầu sẽ khác với các giả thiết tính toán.

Kết quả công tác thử tải cầu còn được dùng để nghiên cứu nhằm hoàn thiện phương pháp tính và phương pháp đánh giá năng lực chịu tải của cầu.

Mặt khác trong quá trình khai thác cầu thì điều kiện làm việc của cầu cũng có những thay đổi, tính chất các vật liệu làm cầu cũng thay đổi theo thời gian. Việc thử tải cầu sẽ giúp chúng ta hiểu rõ ảnh hưởng của những thay đổi đó đến sự làm việc thực tế của cầu.

Cần tiến hành thử tải cầu trong những trường hợp:

1 - Khi nghiệm thu cầu mới xây dựng xong. Việc này nhằm thu thập các số liệu ban đầu về các biến dạng chung và biến dạng cục bộ, các độ võng, các chuyển vị của các gối cầu, các chu kì và biên độ của dao động thẳng đứng và dao động nằm ngang, trạng thái ứng suất ở những chỗ đặc trưng nhất của kết cấu và công trình v.v... các số liệu này sẽ được so sánh với các số liệu tính toán tương ứng. Chúng được lưu trữ để sau này khi có dịp thử tải lần khác sẽ so sánh tìm ra những thay đổi đã xẩy ra trong quá trình khai thác cầu.

2 - Khi có nhu cầu cần phải chính xác hoá kết quả tính toán năng lực chịu tải của một cầu thực nào đó trong một tình huống đặc biệt nào đó.

3 - Sau khi kết thúc việc tăng cường sửa chữa một cầu cũ. Mục đích để đánh giá hiệu quả của việc tăng cường sửa chữa vừa thực hiện xong.

4 - Thực hiện thử tải định kỳ trong quá trình khai thác cầu, phát hiện các thay đổi trong sự làm việc của các bộ phận kết cấu cầu.

5 - Trong các trường hợp đặc biệt nhằm mục đích nghiên cứu hoàn thiện lý thuyết và phương pháp tính toán kết cấu cầu.

11.1.2. Nội dung công tác thử tải cầu

Công tác thử tải cầu bao gồm việc thử cầu dưới hoạt tải đứng yên trên cầu (thử tải tĩnh) và việc thử cầu dưới hoạt tải chạy qua cầu (thử tải động). Có thể thử tải động với các loại đoàn xe ô tô, đoàn tàu thông thường hàng ngày qua cầu hoặc thử tải với các đoàn xe ô tô, đoàn tàu đặc biệt.

Đôi khi, nếu cần thiết, công tác thử tải cầu được kết hợp với công tác nghiên cứu trong phòng thí nghiệm (về vật liệu, trên mô hình, v.v...).

Nói chung cần đo các thông số kỹ thuật sau:

- Khi thử tải tĩnh :
  + Độ võng, độ vồng của dầm (dàn, vòm) chủ.
  + Độ lún của mố trụ, gối.
  + Chuyển vị ngang đầu trên của mố, trụ, gối.
  + Ứng suất lớn nhất ở các mặt cắt cần kiểm tra.
  + Ứng suất tập trung, ứng suất cục bộ (đối với công trình có yêu cầu đặc biệt).
  + Biến dạng đàn hồi và biến dạng dư.
- Khi thử tải động :
  + Độ võng động của kết cấu nhịp.
  + Độ lún của mố, trụ, gối.
  + Chuyển vị ngang đầu trên của mố, trụ, gối.
  + Ứng suất lớn nhất.
  + Biên độ và tần số dao động tự do theo phương thẳng đứng.
  + Biên độ và tần số dao động tự do theo phương nằm ngang (đặc biệt đối với cầu cong, cầu đường sắt).
  + Biến dạng đàn hồi và biến dạng dư.

Trước tiên cần phải lập đề cương thử tải cầu bao gồm các nội dung chủ yếu:

- Khái quát về tính chất, đặc điểm công trình.
- Mô tả thực trạng công trình.
- Những hiện tượng cần lưu ý về chất lượng thi công công trình.
- Yêu cầu và mục đích công tác thử tải.
- Các nội dung cần quan sát, đo đạc lúc thử tải.
- Tải trọng thử cầu, cách bố trí và trình tự xếp tải, dỡ tải, thời gian giữ tải đứng.
- Tổ chức cân thử tải trước khi xếp lên cầu.
- Các máy móc, thiết bị đo đạc.
- Sơ đồ bố trí các điểm đo.

- Kế hoạch bố trí các lực lượng cán bộ đo đạc.
- Bố trí phương tiện phục vụ đo đạc (đà giáo, cần cẩu, canô...).
- Xác định thời gian thử nghiệm thích hợp.
- An toàn lao động cho người và máy móc.
- Phân công trách nhiệm giữa các đơn vị tham gia thử tải.

Sau khi đề cương thử tải được cấp có thẩm quyền duyệt, cần lập hồ sơ thiết kế thử tải kèm dự toán. Trong hồ sơ phải cụ thể hoá tất cả các nội dung đã có trong đề cương thử tải và thể hiện bằng các bản vẽ, bản tính chi tiết.

Trong quá trình thử tải cầu sẽ đo các biến dạng chung có ý nghĩa đặc trưng cho sự làm việc tổng thể của toàn kết cấu (các chuyển vị góc hoặc chuyển vị thẳng của kết cấu nhịp hoặc các bộ phận của nó, hoặc của mố trụ v.v...). Cũng cần đo những biến dạng cục bộ để từ đó suy ra trạng thái ứng suất của bộ phận kết cấu.

Khi thử tải động người ta dùng các thiết bị ghi lại đặc trưng động học của toàn cầu nói chung hoặc của các bộ phận riêng lẻ.

Muốn chọn hợp lý loại thiết bị đo để thử tải cầu cụ thể nào đó cần phải dự kiến gần đúng trước các trị số và đặc điểm của các biến dạng sắp sửa được đo. Muốn vậy phải tính toán trước hoặc tham khảo các kết quả đo đã có ở các cuộc thử tải tương tự trước đây. Nếu chọn đúng loại thiết bị cần dùng thì công tác thử nghiệm cầu sẽ làm nhanh gọn và chính xác, tiết kiệm.

Trước khi thử tải cần phải lập sơ đồ bố trí các thiết bị đo, đánh số hiệu, làm các mẫu bảng ghi số liệu cho phù hợp với từng thiết bị đo và với sơ đồ thử tải, phân công các nhân viên đo đạc và huấn luyện lại họ cho phù hợp nội dung thử tải cầu cụ thể.

Khoảng thời gian thử tải cần được dự kiến chính xác, đặc biệt với các cầu đường sắt đang khai thác thì phải chọn thời điểm "cửa sổ" của biểu đồ tàu chạy. Cũng cần lưu ý công tác an toàn trong quá trình thử cầu phải theo đúng các quy định thông thường. Việc chỉ huy và thông tin trong quá trình thử tải cầu là rất quan trọng, nhất là đối với các cầu lớn, cầu đường sắt, cầu đang khai thác trên các tuyến đường nhiều xe cộ qua lại. Cần có các phương tiện loa, máy bộ đàm, xe ôtô con, điện thoại.

11.1.3. Tải trọng thử cầu

Một số nguyên tắc tạo tải trọng thử động cho kết cấu nói chung đã được trình bầy trong chương 5. Trong phần này sẽ nói kỹ hơn về các loại xe để thử tải tĩnh và thử tải động cho kết cấu cầu.

11.1.3.1. Xe thử tải

Nguyên tắc cơ bản để chọn tải trọng thử cầu phải gây ra được nội lực (mà chủ yếu là mômen uốn) bằng 80% trị số khả năng chịu lực cho phép của kết cấu. Nếu tải trọng nhỏ

quá thì việc thử tải không có ý nghĩa. Đối với các cầu mới hoặc cầu cũ có hồ sơ thiết kế thì tải trọng thử phải xấp xỉ tải trọng thiết kế là tốt nhất (trừ trường hợp cầu có các hư hỏng nghiêm trọng).

Đối với các cầu cũ đã mất hồ sơ và có nhiều hư hỏng, phải qua tính toán sơ bộ và khảo sát tỉ mỉ để dự đoán tải trọng lớn nhất mà cầu chịu được, từ đó lựa chọn tải trọng thử cầu. Mặt khác lúc thử cầu cũng phải tăng tải dần dần và theo dõi. Phải thử cầu với các sơ đồ đặt tải với mức độ tăng dần.

Ngoài ra còn phải tuỳ thuộc vào tình hình thực tế của các xe ôtô trong vùng có thể thuê được làm xe thử tải. Thông thường lúc thử tải các cầu lớn cần nhiều xe lớn luôn phải điều chỉnh sửa lại sơ đồ xếp xe cho phù hợp với mục đích tạo ra nội lực trong kết cấu tương đương với nội lực do các tải trọng thử đã dự kiến lúc đầu.

Đối với các cầu đường sắt, đoàn tàu thử tải còn phụ thuộc khả năng thông xe của cả đoạn tuyến mà trên đó có cầu đang cần được thử tải, cũng như phụ thuộc tình hình đầu máy toa xe thực có tại đó.

Để thử tải tĩnh có thể dùng các cách đặt tải khác mà không dùng xe thử tải, ví dụ đặt các phao chứa đầy nước.

Các xe thử tải thường được chất tải bằng đá, cát, vật liệu nặng như ximăng, sắt thép.

Sai số của tải trọng thử không được quá ±5% so với quy định của đồ án thiết kế thử tải. Các xe phải cân trọng lượng của từng trục xe và được đo vẽ kích thước thực tế để lấy số liệu tính nội lực.

Trong một số trường hợp đặc biệt (thử đến phá hoại, thử các bộ phận, thử với tải trọng nằm ngang...) có thể dùng kích tời và các thiết bị khác gây ra tác động cần thiết. Nhưng phải có biện pháp đo được lực tác dụng chính xác (dùng đồng hồ đo lực chẳng hạn...).

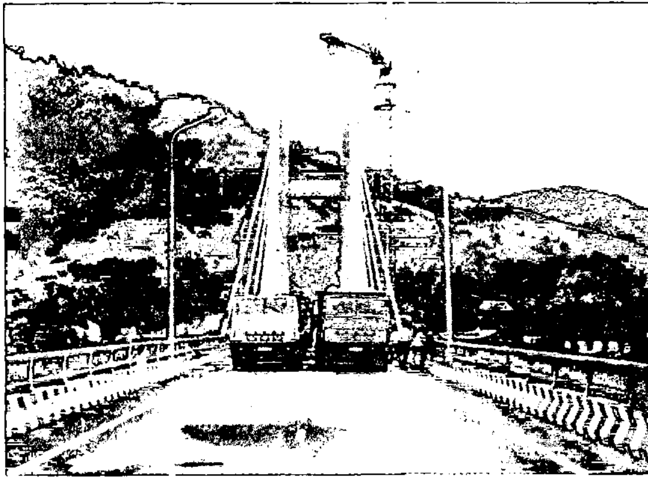
Cần dự kiến khoảng thời gian bắt đầu và kết thúc đo của từng ngày, dự phòng cách xử lý các tình huống bất ngờ : mưa bão, tai nạn, khiến cho xe thử tải không đến đủ hoặc sai giờ hẹn.

Nếu cầu được dự kiến cho tải trọng thiết kế là đoàn xe ôtô H30, có thể dùng các ôtô nhãn hiệu Kpaz-256 (24 tấn) hoặc nhãn hiệu Kamaz. Nếu cần có tải trọng thiết kế H18 hoặc H13 thì việc tìm chọn xe ôtô thử tải dễ dàng hơn.

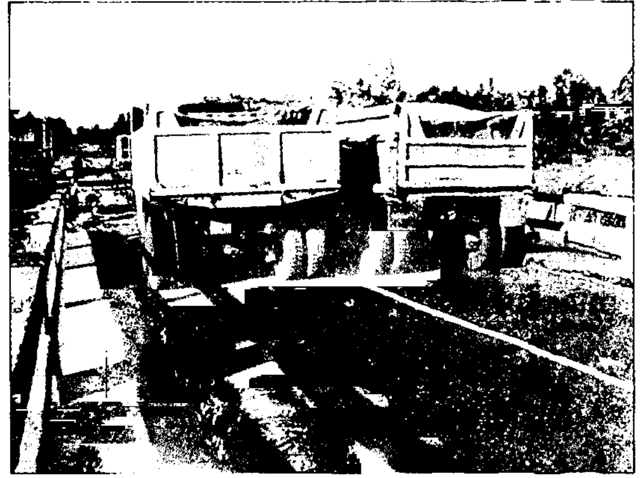
11.1.3.2. Cách xếp thử tải tĩnh

Tuỳ theo mục đích của việc xếp xe tại lực cắt lớn nhất hay mômen lớn nhất hoặc mục đích nào khác mà bố trí xe thử tải cho phù hợp.

Nói chung đối với cầu ôtô, ứng với mỗi sơ đồ xếp xe theo hướng dọc cầu đều phải xét ít nhất 2 trường hợp xếp xe ngang cầu là các trường hợp xếp mọi xe lệch về thượng lưu hoặc về hạ lưu.



Hình 11.1. Xếp xe thử tải cầu DakRông



Hình 11.2. Xếp xe thử tải trên cầu hẹp

Các xe có thể quay đầu cùng về một hướng để tiện việc ra vào cầu nhưng cũng có thể quay đuôi vào nhau nhằm tạo ra nội lực mômen hay lực cắt lớn nhất ở mặt cắt nào đó cần xét.

Để chọn sơ đồ xếp xe dọc cầu cần xét đường ảnh hưởng phản lực gối. Khi điều xe trên cầu phải cử người chuyên trách và đánh dấu bằng sơn từ trước lên cầu ứng với từng sơ đồ xe.

Nếu cầu dài, cần nhiều xe phải quy định đánh số thứ tự cho từng xe để dễ điều khiển xe ra vào cầu. Với mỗi cấp tải trọng (mỗi sơ đồ xếp xe) phải đo 3 lần nên phai có kê hoạch điều xe ra vào sao cho nhanh chóng, thuận lợi và an toàn. Ngoài ra thường có 1 lần xếp thử đầu tiên để chỉnh lại các máy đo. Như vậy cần dự trù đo lặp 4 lần.

Khi thử tải các cầu cũ việc xếp tải phải theo nguyên tắc tăng dần bằng 50% → 75% → 100% tải trọng thử cầu để đảm bảo an toàn với mỗi cấp tải cần tiến hành đo đạc để sơ bộ đánh giá năng lực chịu tải thực tế của cầu trước khi xếp cấp tải lớn hơn.

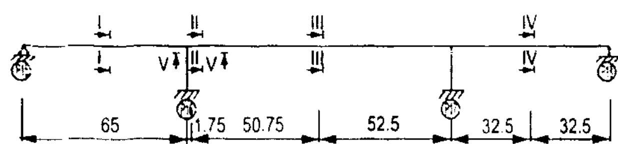


Hình 11.3. Xếp 1 xe thử tải trên cầu yếu

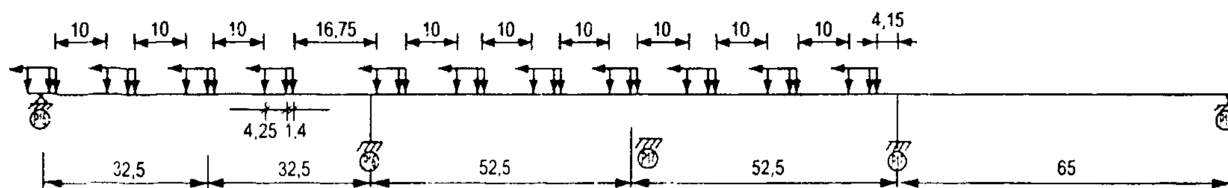


Hình 11.4. Xếp 2 xe thử tải lệch sang một bên trên cầu Đò Quan (Nam Định)

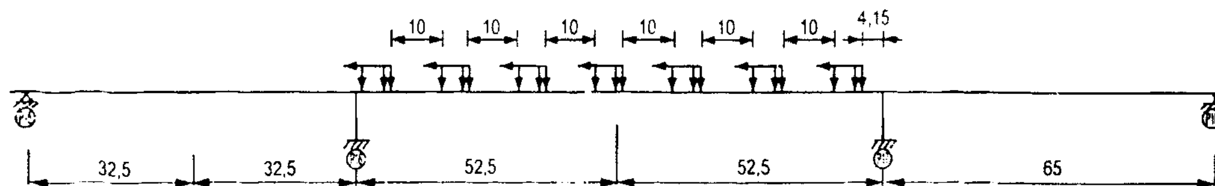
SƠ ĐỒ VỊ TRÍ MẶT CẮT KẾT CẤU NHỊP CHÍNH



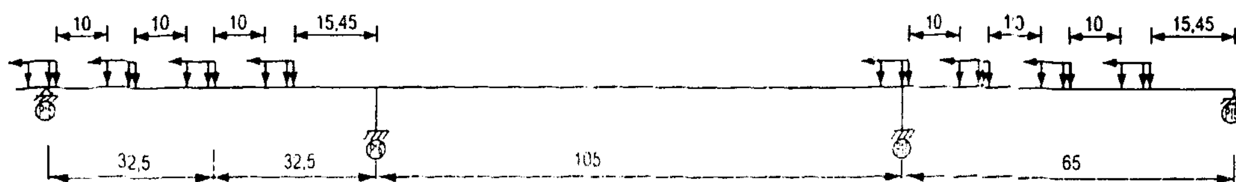
SƠ ĐỒ TẢI 19 ĐO ỨNG SUẤT TẠI MẶT CẮT II-II VÀ ĐO LÚN TRỤ P16



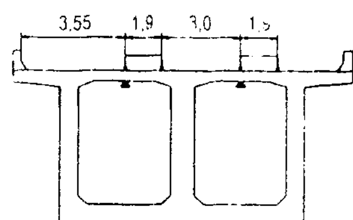
SƠ ĐỒ TẢI 18 ĐO ỨNG SUẤT TẠI MẶT CẮT III-III VÀ V-V



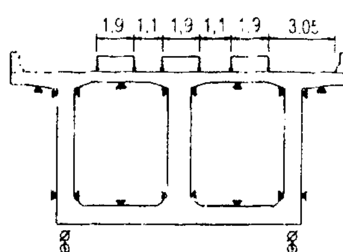
SƠ ĐỒ TẢI 17 ĐO ỨNG SUẤT TẠI MẶT CẮT I-I VÀ IV-IV



SƠ ĐỒ BỐ TRÍ XE VÀ ĐIỂM ĐO ỨNG SUẤT BẢN MẶT CẦU

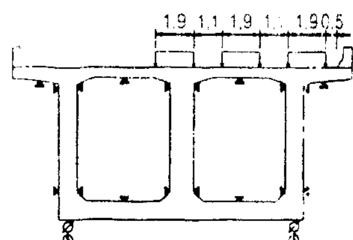


BỐ TRÍ ĐIỂM ĐO ỨNG SUẤT DẦM CHỦ
SƠ ĐỒ XẾP TẢI ĐÚNG TÂM

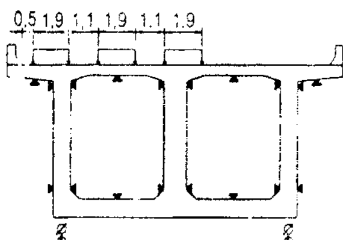


- Đo ứng suất điện - ngang cầu
- Đo ứng suất điện - dọc cầu
- Đo ứng suất cơ - dọc cầu
- Điểm đo võng
- Điểm đo dao động
- Đo ứng suất điện - thẳng đứng
- Đo ứng suất cơ - thẳng đứng

SƠ ĐỒ XẾP TẢI LỆCH THƯỢNG

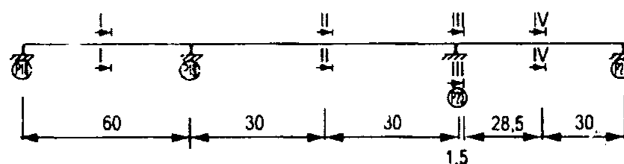


SƠ ĐỒ XẾP TẢI LỆCH HẠ



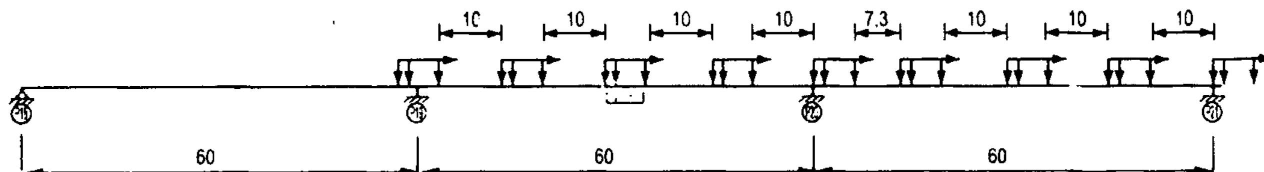
Hình 11.5. *Sơ đồ xếp tải để thử tải phần cầu khung chính của cầu Phả Lại*

SƠ ĐỒ VỊ TRÍ MẶT CẮT KẾT CẤU NHỊP DẦM HỘP 3×60m PHÍA PHẢ LẠI

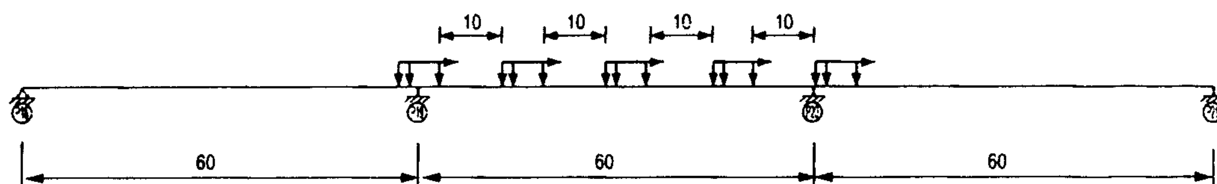


▲ Đo ứng suất điện - ngang cầu
▲ Đo ứng suất điện - dọc cầu
△ Đo ứng suất cơ - dọc cầu
Ø Điểm đo võng
Φ Điểm đo dao động

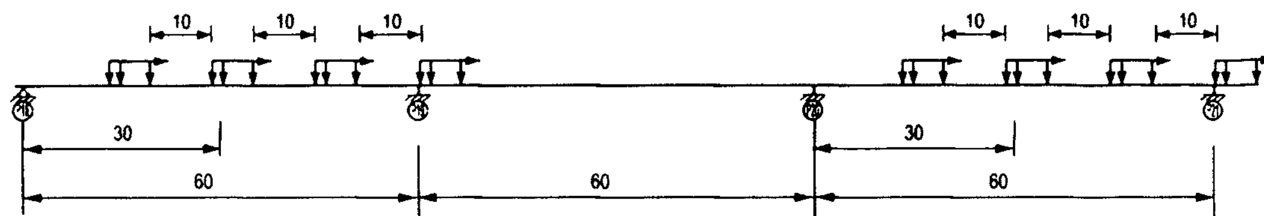
SƠ ĐỒ TẢI 11 ĐO ỨNG SUẤT TẠI MẶT CẮT III-III VÀ ĐO LÚN TRỤ P20



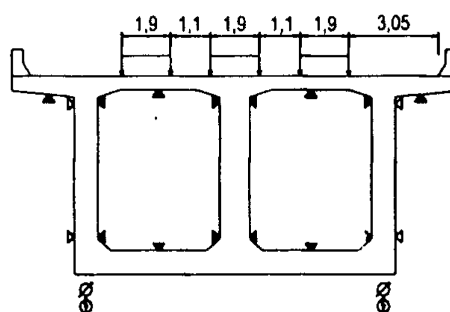
SƠ ĐỒ TẢI 10 ĐO ỨNG SUẤT TẠI MẶT CẮT II-II



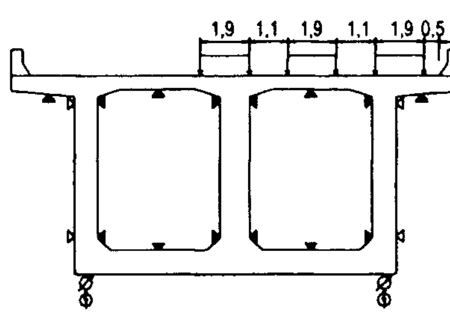
SƠ ĐỒ TẢI 9 ĐO ỨNG SUẤT TẠI MẶT CẮT I-I VÀ IV-IV



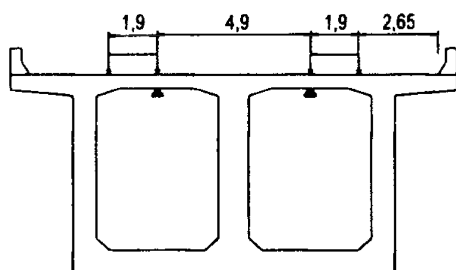
BỐ TRÍ ĐIỂM ĐO ỨNG SUẤT DẦM CHỦ
SƠ ĐỒ XẾP TẢI ĐÚNG TÂM



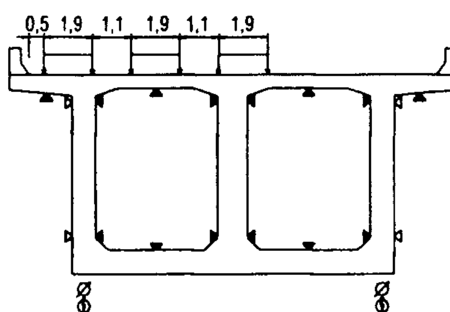
SƠ ĐỒ XẾP TẢI LỆCH THƯỢNG



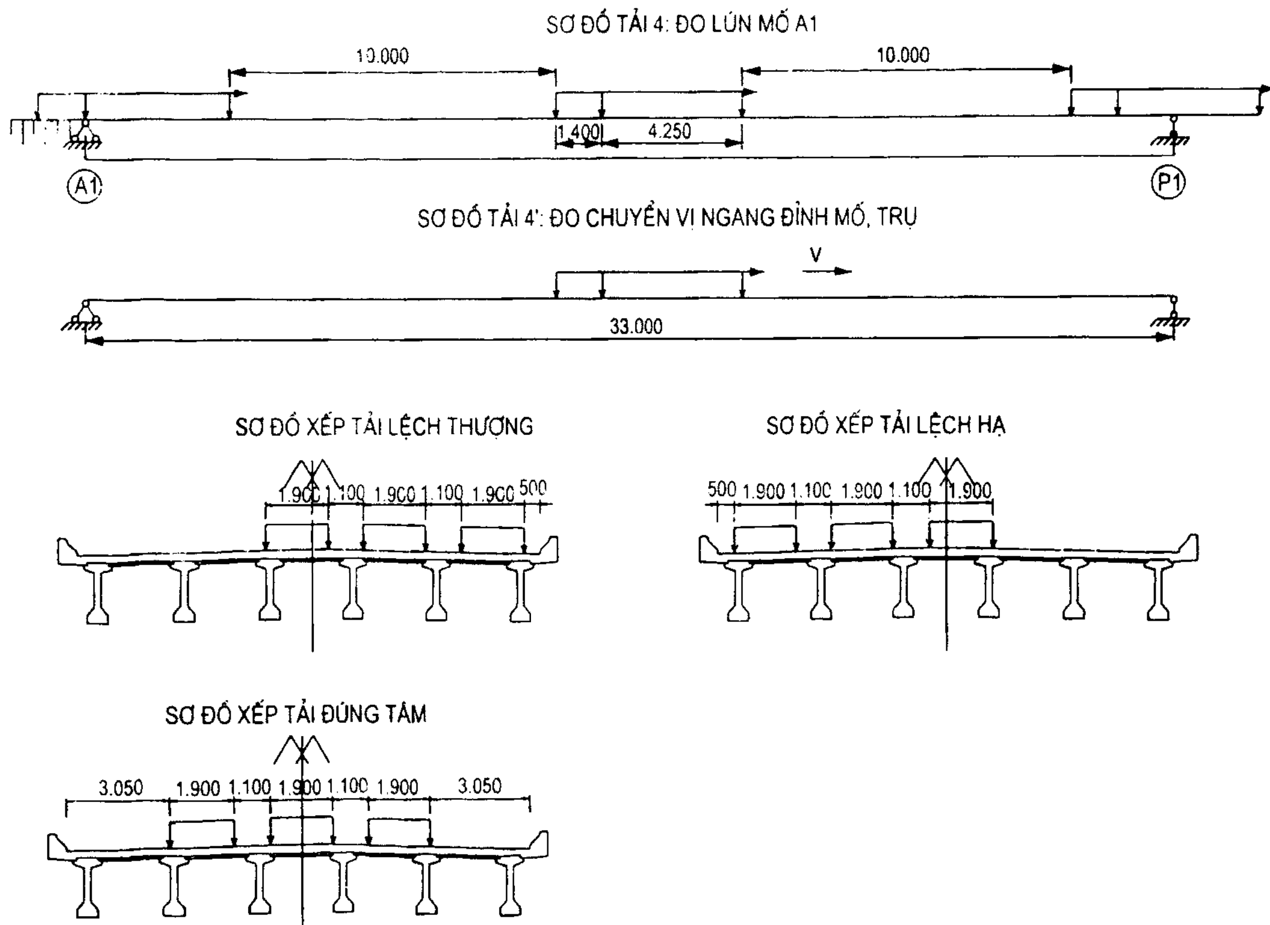
SƠ ĐỒ BỐ TRÍ XE VÀ ĐIỂM ĐO ỨNG SUẤT BẢN MẶT CẦU



SƠ ĐỒ XẾP TẢI LỆCH HẠ



Hình 11.6. *Sơ đồ xếp xe thử tải phần dầm hộp liên tục 3 × 30 cầu Phả Lại*



Hình 11.7. Sơ đồ xếp xe thử tải đo lún mố A1, đo chuyển vị ngang đỉnh mố, trụ cầu Phả Lại

11.1.3.3. Bố trí xe để thử tải động

Theo trình tự cần thử tải tĩnh với nhiều xe tải trước, sau đó giải phóng các xe đó đi chỉ giữ lại 2 xe để thử tải động. Nếu thấy cầu yếu quá trong lúc thử tải tĩnh thì không thử tải động nữa.

Trên cầu ôtô, dù nhiều làn xe, được phép chỉ cần sử dụng một làn xe chính giữa cầu để thử tải động. Tốc độ xe thử động thường bắt đầu từ 5km/h và tăng dần từng cấp tuỳ theo đồ án thiết kế quy định. Nói chung hệ số xung kích sẽ lớn nhất ứng với tốc độ xe từ 25 - 35km/h do đó cần cho xe thử ở tốc độ đó. Để thử đo xung kích có thể đặt 1 tấm ván dày 5cm trên mặt cầu tại đúng mặt cắt có đặt máy đo (ví dụ giữa nhịp), khi xe ôtô chạy nhanh qua sẽ gây ra xung kích lớn. Cần thiết cho xe thử chạy nhanh và hãm phanh đột ngột để tạo ra chuyển vị dọc lớn của đỉnh mố trụ gối trên nhịp đang xét.

Thông tin liên lạc giữa người chỉ huy đo đạc và lái xe cần thống nhất hiệu lệnh và nên có máy điện thoại vô tuyến. Cần đặc biệt chú ý khi thử tải động, mặt cầu phải hoàn toàn trống vắng.

Ở nước ngoài có những máy chấn động đặt trên xe chuyên dụng để gây ra chấn động lúc thử nghiệm công trình. Tại Viện KHCN GTVT có một xe như vậy do nước Nga chế tạo.

11.1.4. Thử tải tĩnh

Nội dung thử tải tĩnh đã được nêu trong mục 11.2.1. Ở đây chỉ nêu thêm các chi tiết:

Thời điểm đọc số liệu là khi các kim đồng hồ của các thiết bị đo đã ổn định và không ít hơn 5 phút kể từ lúc xếp tải lên cầu xong. Cần có hiệu lệnh chung khi bắt đầu đọc máy. Nếu thấy máy đo nào trục trặc thì phải có biện pháp xử lý kịp thời. Vừa đo vừa theo dõi chung các hư hỏng để phát hiện kịp thời những tiến triển bất lợi ảnh hưởng đến kết quả đo và an toàn công trình. Nếu phát hiện thêm các hư hỏng mới sinh ra cần đối chiếu các kết quả đo trước đó để phân tích và nhận xét.

11.1.4.1. Đo độ võng

Máy đo độ võng nên đặt ở các mặt cắt có độ võng lớn nhất và các mặt cắt đặc biệt về cấu tạo (ví dụ mối nối) hoặc hư hỏng. Số lượng điểm đo xét theo dọc cầu là tuỳ độ dài nhịp. Để thuận tiện bố trí đà giáo nên đặt các điểm đo võng gần các điểm đo ứng suất. Nếu cầu có gối cao su hoặc dự đoán mố trụ có thể lún cần đặt điểm đo võng cả ở mặt cắt trên gối hoặc lân cận đó. Độ võng của tất cả các dầm chủ và dàn chủ phải được đo đồng thời trong một mặt cắt ngang cầu.

Điểm cố định làm gốc để đo độ võng thường là mặt đất đáy sông. Vì vậy ở nơi đất cạn có thể đóng cọc tre, ở nơi nước sâu có thể buộc dây thả vật nặng xấp xỉ 10kg xuống đáy sông. Trường hợp sông lớn, nước chảy mạnh, có thông thuyền mà không thể thả dây được thì đo bằng máy cao đạc có độ chính xác cao (ví dụ Ni-004) hoặc máy đo dùng ống chứa chất lỏng đặc biệt.

Các số đọc trong mỗi lần xếp tải phải bao gồm :

- Số đọc máy khi xe chưa vào cầu.
- Số đọc máy khi xe vào và đã đứng yên.
- Số đọc máy khi xe ra hết khỏi cầu.

Để phân tích biến dạng dư cần so sánh kết quả đo của lần xếp tải đầu tiên và lần xếp tải cuối cùng. Số liệu đo phải được ghi theo mẫu thống nhất để tiện phân tích. Đo xong phải ghi chú những gì bất thường.

11.1.5. Thử tải động

Nội dung thử tải động đã được nói ở mục 11.1.1, cách bố trí hoạt tải được nói ở mục 11.1.4. Vị trí đặt máy đo thử tải động được chọn tuỳ theo mục đích. Thông thường các máy ghi biểu đồ độ võng đặt ở mặt cắt giữa nhịp, tại đáy các dàn chủ hoặc dầm chủ ngay bên dưới vệt xe thử tải động chạy (thường là dầm giữa). Thông tin liên lạc lúc thử tải động rất quan trọng vì máy đo động phải cho chạy trước khi xe thử tải chạy vào đầu cầu hoặc đầu nhịp được đo đạc.

Các máy đo thông dụng ở Việt Nam là Taxtograph và Gây-gher (xem chương 5).

Đối với cầu nhiều nhịp, không thể đo hết mọi nhịp do đó nên chọn nhịp cầu nào đó có hư hỏng nặng nhất, trong đó có đặc điểm cấu tạo đại diện cho các nhịp mà tiến hành đo đạc. Các điểm đo nên đặt ở các bộ phận chịu lực chính, nơi có thể xuất hiện các ứng suất lớn nhất (kéo hoặc nén) và nơi có hư hỏng, khuyết tật. Chú ý ảnh hưởng của ứng suất cục bộ, xoắn, ứng suất tập trung. Ở nơi có nghi ngờ cần tăng số lượng điểm đo.

Để đo ứng suất cốt thép, nhất thiết phải đục bỏ chút ít lớp bêtông bảo hộ để gắn máy đo trực tiếp lên cốt thép. Không được suy diễn từ ứng biến của bêtông vùng kéo ra ứng suất kéo của cốt thép trong nó.

Trong những trường hợp đặc biệt, có thể kích dầm lên để đo phản lực gối do tĩnh tải rồi từ đó tính ra nội lực ở các cấu kiện hoặc mặt cắt cần xét.

Khi thử tải cầu BTCT luôn luôn phải quan sát vết nứt. Phải vẽ bản vẽ mô tả các vết nứt và ghi chú sự tiến triển của chúng trong lúc thử tải. Điểm đo ứng biến bêtông phải đặt xa vết nứt.

11.2. PHƯƠNG PHÁP DÙNG TENXƠMET ĐỂ ĐO ỨNG SUẤT

Có một số phương pháp để đo ứng suất như phương pháp quang học phân cực v.v... tuy nhiên phổ biến nhất đối với hiện trường là phương pháp tenxơmet.

Người ta dùng một thiết bị đo chính xác (tên là tenxơmet) để đo biến dạng cục bộ của một đoạn ngắn kết cấu, đoạn ngắn đó có chiều dài đo chính xác là S (gọi là cơ sở của tenxơmet). Trị số biến dạng đo được là ΔS, tỷ số $\frac{\Delta S}{S} = \varepsilon$ chính là độ biến dạng tương đối. Dùng định luật Hook để tính ra hệ số trung bình:

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

Như vậy cần phải biết trước trị số môđun đàn hồi E của vật liệu, đối với vật liệu thép than thường có $E = 2100000\ kG/cm^2$, nhưng đối với vật liệu bêtông việc xác định chính xác môđun đàn hồi E là rất khó thực hiện.

Công thức trên là trường hợp trạng thái ứng suất đường thẳng, thường gặp khi đo ứng suất các thanh dàn chịu lực dọc trục kéo hay nén.

Đối với trạng thái ứng suất phẳng thì tại mỗi điểm đo cần phải đo biến dạng theo 2 hoặc 3 hướng. Nếu đã biết trước các hướng của các ứng suất chính σ_1 và σ_2 thì chỉ cần đặt 2 tenxơmet với các cơ sở dọc theo hướng của σ_1 và σ_2. Sau khi đo được các biến dạng ε_1 và ε_2 thì tính các ứng suất chính theo công thức :

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\varepsilon_1 + \mu.\varepsilon_2\right)$$
$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\varepsilon_2 + \mu.\varepsilon_1\right) \quad (11.1)$$

trong đó: μ - hệ số Poatson.

Nếu chưa biết trước các ứng suất chính thì cần phải đo được trị số biến dạng theo 3 hướng. Thường chọn 1 hướng bất kỳ còn 2 hướng sau được bố trí tạo thành các cặp góc 45° và 90° hoặc 60° và 120° so với hướng thứ nhất. Các biến dạng tương đối được ký hiệu là ε_0, ε_{45}, ε_{90} hoặc là ε_0, ε_{60}, ε_{120}.

Sau khi đo được các biến dạng đó, dùng các công thức sau để tính các ứng suất chính.

- Đối với trường hợp thứ nhất:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{90} - \varepsilon_{45})^2} \qquad (11.2)$$

- Đối với trường hợp thứ hai:

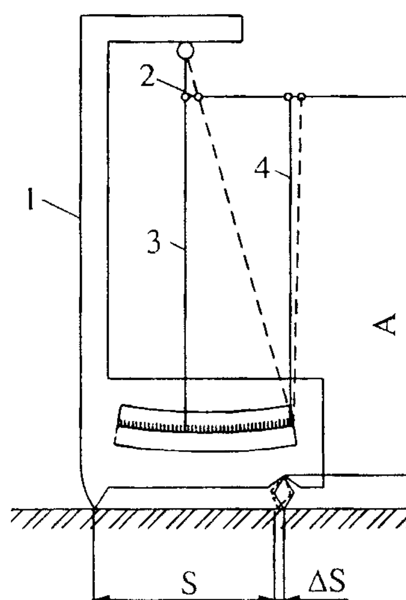
$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{3}.(\varepsilon_0 + \varepsilon_{60} + \varepsilon_{120}) \pm \sqrt{\left(\varepsilon_0 - \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{60} + \varepsilon_{120}}{3}\right)^2 + \left[\frac{1}{\sqrt{2}}.(\varepsilon_{60} - \varepsilon_{120})\right]^2} \qquad (11.3)$$

góc nghiêng α giữa hướng của ứng suất chính σ_1 với hướng chọn tuỳ ý thứ nhất để đo biến dạng được tính theo công thức:

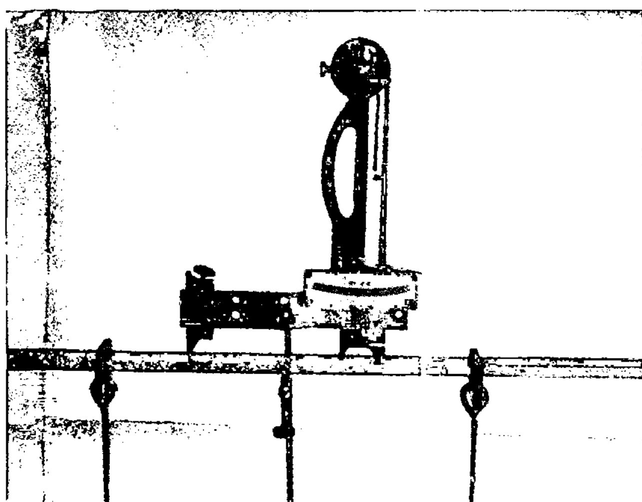
$$\text{tg}\, 2\alpha = \frac{2\varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}} \qquad (11.4)$$

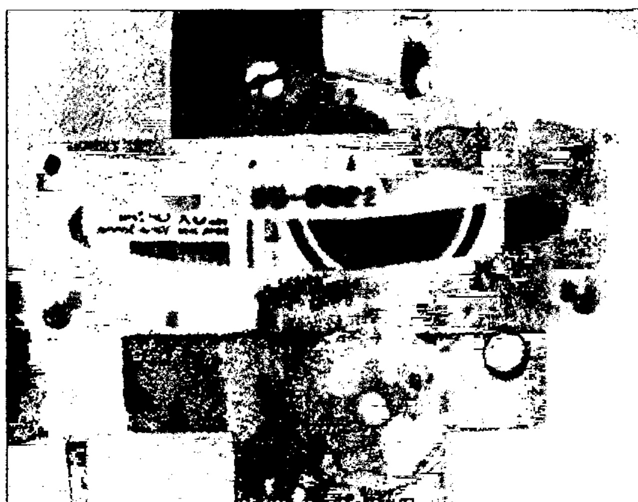
$$\text{tg}\, 2\alpha = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}}.(\varepsilon_0 - \varepsilon_{120})}{\varepsilon_0 - \frac{1}{3}.(\varepsilon_0 - \varepsilon_{60} - \varepsilon_{120})} \qquad (11.5)$$

Chiều dương của góc là theo chiều quay kim đồng hồ.



Hình 11.8. *Sơ đồ hoạt động của tenxơmét 2 đòn bẩy*
1. Khung; 2. Đoạn nối; 3. Đòn bẩy làm nhiệm vụ kim chỉ vạch;
4. Đòn bẩy có mũi tì di động được.





Hình 11.9. Tenxơmet hai đòn bẩy

11.2.1. Các loại tenxơmét cơ học

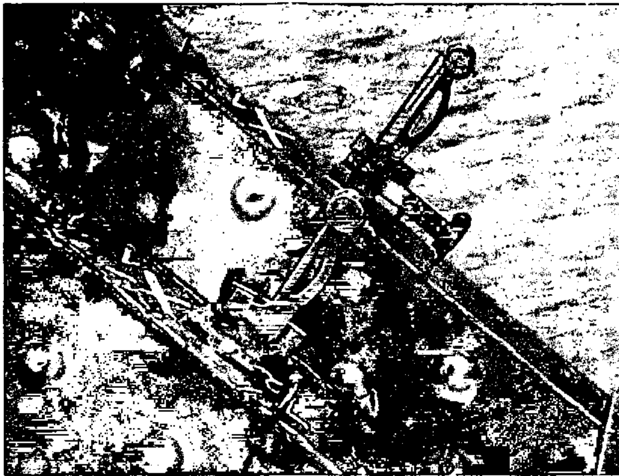
11.2.1.1. Tenxơmét hai đòn bẩy (Tenxơmét đòn)

Đây là loại tenxơmét thông dụng nhất ở nước ta hiện nay. Sơ đồ hoạt động được vẽ trên hình 11.8. Khung cứng 1 có mũi tỳ nhọn cố định, đầu bên trái có vết cắt lõm hình tam giác để tỳ lọt một mũi tỳ hình thoi có chiều cao là a. Mũi tỳ đó gắn chặt với đòn bẩy 4. Phần trên của đòn bẩy 4 có chiều dài tay đòn là a được liên kết qua đoạn nối 2 với đòn bẩy 3. Đòn bẩy 3 chính là kim chỉ vạch chia độ quay được quanh chốt gắn vào khung cứng 1. Khoảng cách giữa mũi tỳ cố định và mũi tỳ di động được gọi là cơ sở của tenxơmét.

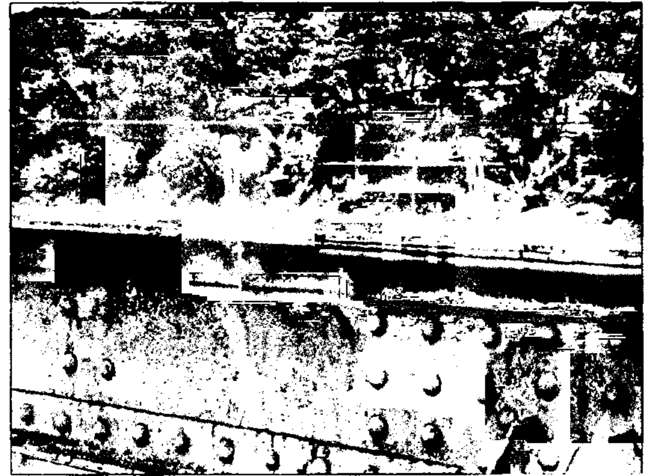
Khi lắp đặt tenxơmét có các bộ phận phụ để gá chặt sao cho các mũi tỳ cố định và mũi tỳ di động được tỳ chặt vào bề mặt cấu kiện cần đo ứng biến. Khi bề mặt đã bị dãn ra hay co vào thì mũi tỳ di động sẽ dịch chuyển theo một đoạn là ΔS. Qua các đòn bẩy, kết quả sẽ làm cho kim chỉ vạch lệch đi n vạch trên bảng chia độ theo milimét. Tỷ số $\frac{n}{\Delta S} = m$ được gọi là hệ số khuếch đại của tenxơmét. Trị số m vào khoảng 800 -2000 tuỳ loại tenxơmét. Thang chia độ thường có 50 vạch chia milimét. Như vậy trị số cực đại của ΔS để có thể đọc được vào khoảng $\frac{50}{m}$ milimét.

Các tenxơmét được chế tạo sẵn tương ứng với cơ sở S = 20 ÷ 100mm. Có thể lắp các bộ phận phụ để nối dài cơ sở đến 300mm.

Độ chính xác của phép đo bằng tenxơmét phụ thuộc vào mức độ chính xác chế tạo, chiều dài cơ sở S và việc lắp đặt chính xác nó lên bề mặt kết cấu. Nói chung lực ép gá tenxơmét vào bề mặt kết cấu nên là 2 ÷ 3kg. Nếu ép quá mạnh sẽ làm hỏng các mũi tỳ và kim khó quay khiến phép đo không chính xác.



Hình 11.10. Lắp Tenxơmét đòn để đo thanh chéo trong dàn cầu thép



Hình 11.11. Lắp Tenxơmét đòn để đo thanh mạ thượng trong dàn cầu thép

11.2.1.2. Tenxơmét dùng đồng hồ chuyển vị

Loại tenxơmét này hoạt động như sau: Khi cấu kiện biến dạng thì đòn bẩy gắn với mũi tỳ bị quay đi và làm cho thanh trục của đồng hồ chuyển vị dịch chuyển, kim đồng hồ quay chỉ vạch đo. Độ chính xác của tenxơmét này phụ thuộc vào độ chính xác của đồng hồ chuyển vị (thường là 0,01mm) và có thể được tăng lên bằng cách thay đổi tỷ số truyền của đòn bẩy.

Ở Việt Nam hiện có dùng loại tenxơmét như trên do Đức chế tạo, ghép hai cái đối xứng nhau để đồng thời đo ứng suất cả hai bề mặt của cấu kiện và dễ lắp đặt.

Khi đo ứng suất trong dây cáp cầu treo người ta dùng tenxơmét có đồng hồ chuyển vị. Nó có hai đai kẹp chặt vào sợi cáp. Một đai gắn với vỏ đồng hồ chuyển vị. Đai còn lại gắn với thanh nối dài. Cơ sở của loại tenxơmét này không nên quá lớn để tránh ảnh hưởng sự xoắn dây cáp làm sai kết quả đo. Thường lấy chiều dài cơ sở là 200mm (Cự ly giữa các tâm đai kẹp). Giả sử độ chính xác của đồng hồ là 0,01mm thì mỗi độ chia của đồng hồ sẽ tương ứng với ứng suất trong dây cáp cầu treo là :

$$\sigma = \frac{0,001}{20}.1800000 = 90kG/cm^2$$

$$\Delta\sigma = \frac{E_{caukien}}{E_{day}}.\Delta\sigma_{day} \qquad (11.6)$$

$$= 4l^2\rho\,\frac{E_{caukien}}{E_{day}}\,(W_2^2 - W_1^2)$$

Trên hình vẽ 11.12 là sơ đồ cấu tạo của loại tenxơmét dây thông dụng, dùng để đo ứng suất trong cấu kiện bằng gỗ. Các dây được căng giữa các chân đó. Đường kính dây 0,25-0,30mm, độ căng của dây được điều chỉnh bằng vít 4. Trên khung của tenxơmét có

lắp nam châm điện 2 nối qua các chấu 1 với một dây dẫn điện nguồn. Tenxomét cần phải được nối với một dụng cụ đo đặc biệt, chẳng hạn một dụng cụ đo có dây căng chuẩn đo.

Nếu trong nam châm điện xuất hiện một xung điện thì dây căng sẽ dao động. Dao động của dây căng gây ra dòng cảm ứng ở cuộn dây của nam châm điện, dòng này qua bộ khuếch đại rồi đến một loa tạo ra một âm thanh nghe được. Khi đó dây căng chuẩn đo phải được điều chỉnh sao cho cả 2 dây căng đều tạo ra âm thanh hoà âm. Dây căng chuẩn đo được căng bằng vít micromet có gắn thang đo để đọc được tần số dao động của dây căng chuẩn đo.

Nói chung kiểu tenxomét này có cấu tạo chưa hoàn hảo nên độ chính xác không cao.

Để đo ứng suất trong kim loại phải dùng loại tenxomét phức tạp hơn có khung cứng và mũi tì di động. Nhưng việc lắp đặt lâu hơn so với lắp đặt các tenxomét cơ vì vậy rất ít khi dùng tenxomét dây để đo kết cấu.

11.2.2. Tenxomét dây

Còn gọi là tenxomét âm thanh, bộ phận chính là một dây căng nhỏ. Hoạt động của tenxomét dựa trên nguyên tắc là tần số dao động riêng W của dây căng phụ thuộc vào ứng suất trong dây σ theo công thức :

$$W = \frac{l}{2l}\sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} \qquad (11.7)$$

trong đó :

W - tần số dao động riêng của dây căng (Hz)

l - chiều dài dây căng (mm)

σ - ứng suất trong dây căng (kG/ mm^2)

ρ - hằng số, tuỳ thuộc vật liệu dây căng, nếu là dây thép thì

$\rho = 0{,}8.10^{-5}$ kG/mm^3

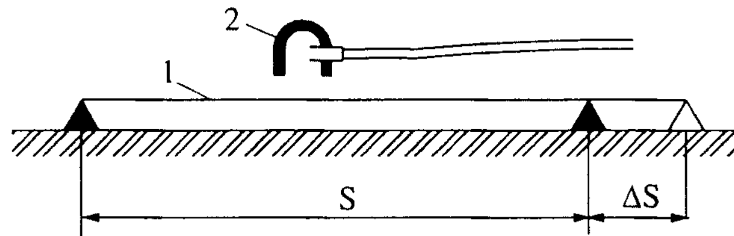
Từ công thức trên suy ra nếu hai đầu dây căng được liên kết chặt vào 2 điểm trên cấu kiện thì trước lúc cấu kiện biến dạng, tenxomét có các đặc trưng sau : Chiều dài dây l, ứng suất dây σ, tần số dao động riêng của dây W_1. Còn sau lúc cấu kiện biến dạng sẽ có các đặc trưng tương ứng là $\Delta l + l$, σ_2 và W_2. Nếu bỏ qua trị số quá nhỏ của Δl thì sẽ được gia số ứng suất là :

$$\Delta\sigma = 4l^2\rho\,(W_2^2 - W_1^2) \qquad (11.8)$$

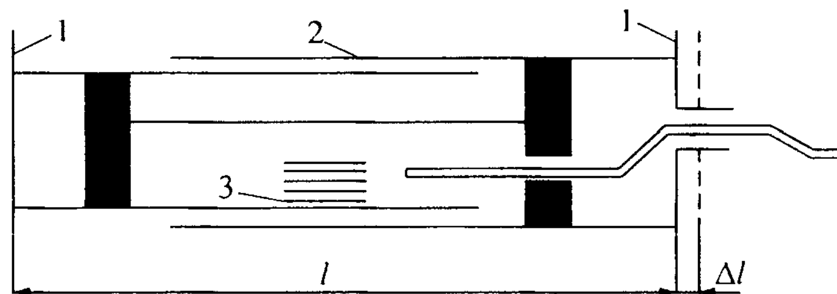
Bởi vì biến dạng tương đối của dây và của cấu kiện là giống nhau khi cấu kiện chịu kéo hoặc chịu nén và chỉ khác nhau chút ít khi cấu kiện chịu uốn nên có thể viết :

$$\frac{\sigma_{day}}{E_{day}} = \frac{\sigma_{caukien}}{E_{caukien}} \quad (11.9)$$

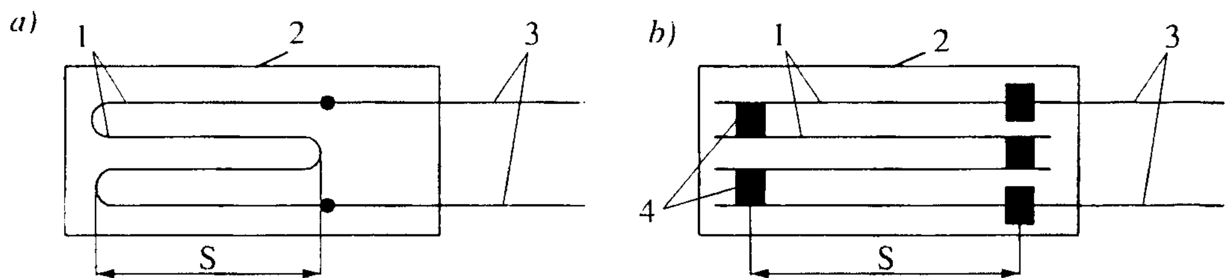
Suy ra:
$$\sigma_{caukien} = \frac{E_{caukien}}{E_{day}}.\sigma_{day} \quad (11.10)$$



Hình 11.12. *Sơ đồ nguyên tắc hoạt động của tenxơmet dây*
1. Dây căng; 2. Nam châm điện



Hình 11.13.
1. Đĩa gắn ở đáy ống bọc gồm 2 đoạn lồng nhau;
2. Ống bọc dây căng; 3. Nam châm điện.



Hình 11.14. *Sơ đồ các bộ cảm biến điện trở*
a) Kiểu có các đoạn cong; b) Kiểu không có đoạn cong;
1. Phần dây có điện trở; 2. Lá mỏng đặc biệt làm nền cách điện;
3. Đầu dây dẫn điện; 4. Các vảy đồng có điện trở thấp.

Do rẻ tiền và khá đơn giản nên tenxơmét dây thường dùng để đo ứng suất trong lòng bêtông, đặc biệt là khi cần theo dõi suốt thời gian dài. Muốn vậy ngay từ lúc đầu xây dựng cần phải lắp đặt tenxơmét dây trong lòng khối bêtông, dây căng của tenxơmét được đặt trong ống nhựa đặc biệt không cản trở dao động của dây và cách ly không tiếp

xúc với bêtông. Dây dẫn điện từ nam châm được thò ra khỏi bề mặt khối bêtông và được bảo vệ để tránh gỉ.

11.2.3. Tenxơmét điện

Các tenxơmét điện đều gồm có hai phần là bộ cảm biến (Đattric) tức là bộ phận tiếp nhận biến dạng của cấu kiện và phần máy đo các đại lượng điện.

Sơ đồ của Đattric điện sẽ được vẽ trên hình 11.14

Đó là một điện trở dây đặc biệt được dán giữa 2 lớp giấy mỏng. Chiều dài cơ sở của đattric được chọn tuỳ theo mục đích và điều kiện đo trong khoảng từ $3 \div 150mm$, khi đó tương ứng với điện trở từ $30 \div 50\Omega$ đến 2000Ω. Thường dùng nhất là loại đattric có cơ sở dài $5 \div 30mm$ ứng với điện trở $50\Omega \div 400\Omega$. Trọng lượng của đattric rất nhẹ và được đo bằng 1/10 gram. Đầu các đoạn dây hình ziczắc của đattric được làm to hơn để tránh độ nhậy cảm của đattric đối với các biến dạng ngang.

Tuỳ theo đặc điểm của trạng thái ứng suất ở cấu kiện mà ở 1 vị trí cần phải dán 1 hay vài đattric. Ở trạng thái ứng suất 1 trục chỉ cần dán 1 đattric, ở trạng thái ứng suất hai trục thì dán nhiều hơn. Việc đo sự thay đổi điện trở của đattric được thực hiện theo sơ đồ cầu đo dòng điện 1 chiều hay dòng điện xoay chiều. Trên cấu kiện dán đattric chủ động R_{Ta}.

Trên một cấu kiện nhỏ khác có cùng loại vật liệu và được để cùng trong một điều kiện nhiệt độ nhưng không có lực tác dụng, được dán 1 đattric bù R_k. Nhiệm vụ của nó là làm cân bằng đo khi có sự thay đổi nhiệt độ (hình 11.15).

** Đattric điện trở có các ưu điểm sau :*

- Kích thước và trọng lượng nhỏ có thể đặt ở vị trí khó leo trèo đến.
- Có thể đo biến dạng mà không có các sai số quán tính trong phạm vi tần số rộng từ $0 \rightarrow 30$ Hz.
- Độ chính xác cao, có thể đo nhanh và tập trung số liệu đo từ nhiều đattric được nối lần lượt nhờ hộp đầu nối và bộ chuyển mạch về một cần đo.

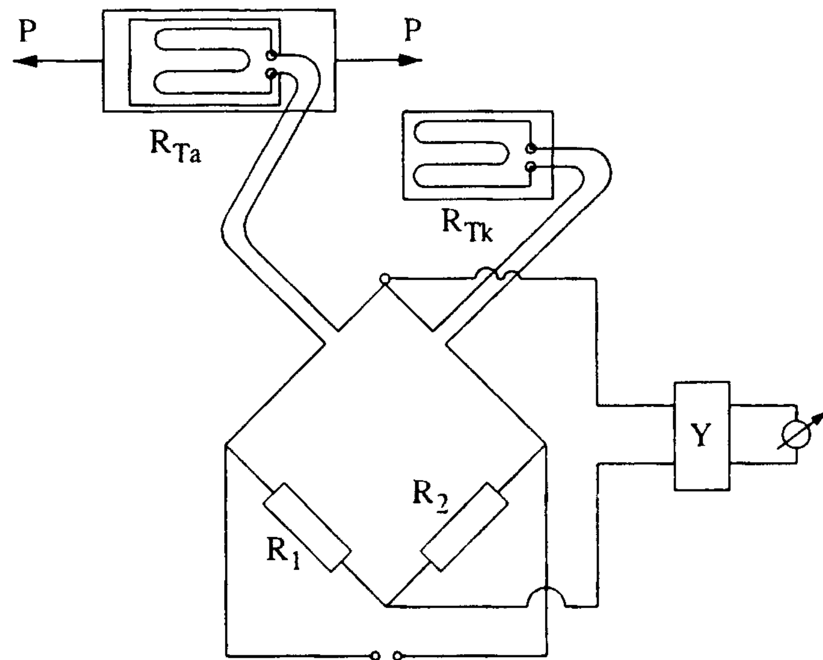
** Khuyết điểm của nó là :*

- Thường chỉ dùng được 1 lần.
- Dây điện trở và keo dán có thể bị ở trạng thái ứng suất chảy, lúc đó phép đo có sai số lớn.

Vì thế các đattric này chỉ để dùng đo trong khoảng thời gian ngắn 1 vài ngày.

Các vật liệu bán dẫn cũng đã được dùng để làm đattric điện trở. Ví dụ: sơ đồ hình 11.16. Đó là một khối vật liệu dẻo trên cơ sở graphic, gocmani, silic. Các mẫu vật liệu có hình dạng khác nhau (bản dây, màng...) có tính chất là thay đổi nhiều về điện trở khi biến dạng. Độ nhạy cảm của chúng cao hơn 10 lần so với đattric điện trở dây.

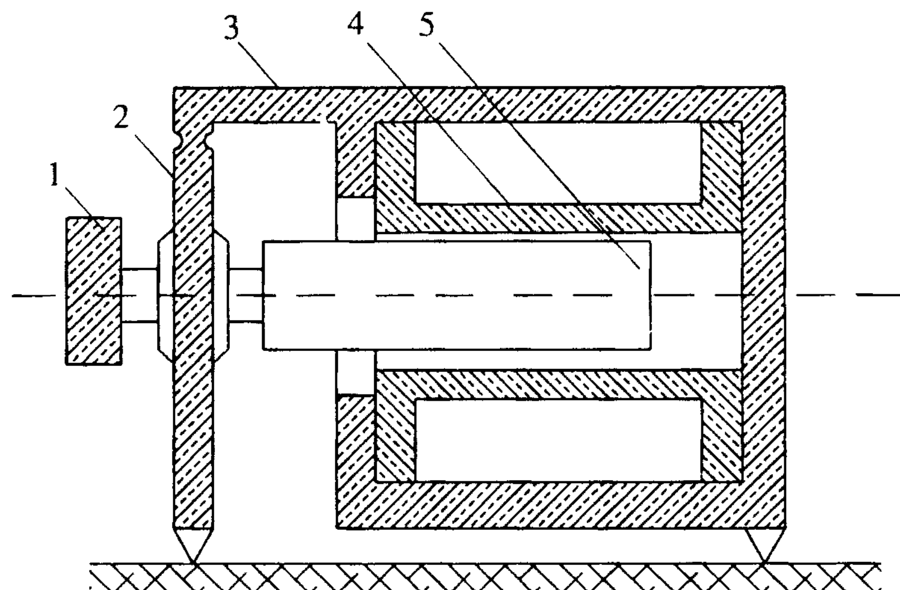
Người ta cũng chế tạo ra các bộ cảm biến điện cảm hoặc bộ cảm biến điện dung Trên hình 11.17 nêu nguyên lý cấu tạo bộ cảm biến điện cảm. Khi bề mặt kết cấu cc giãn, trị số 8 thay đổi lõi từ di động trong lòng cuộn cảm gây ra dòng điện nhỏ. Dòng này được dẫn vào cầu đo như hình 11.6 và được khuếch đại lên rồi hiện ra vạch chỉ thị ở bộ điều chỉnh cân bằng trên máy. Theo số vạch chia biến đổi có thể suy ra biến dạng tương đối ΔS/S của bề mặt kết cấu.



Hình 11.15. *Sơ đồ nguyên tắc của bộ cầu tenxomet điện*

R_{Ta} - Tenxomet đo chính; R_{Tk} - Tenxomet đo bù; R_1, R_2 - Các điện trở;

Y- Bộ khuếch đại điện trở; P- Bộ phận điều chỉnh cân bằng cho cầu đo và đọc số vạch



Hình 11.16. *Sơ đồ nguyên tắc của bộ cảm biến điện cảm.*

1. Vít điều chỉnh; 2. Cột; 3. Vỏ khung; 4. Cuộn dây cảm ứng; 5. Lõi từ; 6. Mũi ti cố định.

11.2.4. Các phương pháp đo ứng suất trong các bộ phận kết cấu cầu

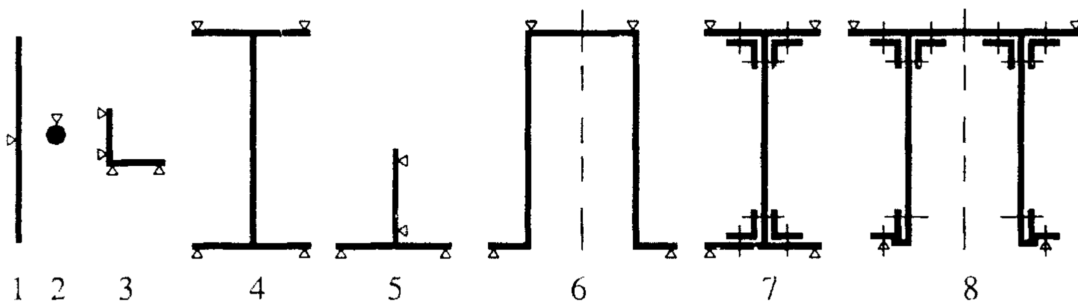
Trên kết cấu nhịp người ta thường chọn các kết cấu và mặt cắt nào chịu tải nặng nhất để đo, cũng xét cả những nơi có khuyết tật.

Một vấn đề quan trọng là cơ sở của máy đo. Cơ sở của các tenxomet kiểu cơ đặt ở ngoài vùng ứng suất tập trung được lấy phù hợp với độ chính xác cần thiết và trị số đo lớn nhất dự kiến có thể xảy ra. Nên chọn sao cho với ứng suất lớn nhất thì kim quay gần hết thang đo. Chẳng hạn nếu ứng suất cấu kiện thép thấp hơn 800kG/cm^2 thì thường lấy cơ sở bằng hay lớn hơn 100mm. Các tenxomet điện có độ nhạy lớn hơn, để đo ứng suất ngoài vùng tập trung ứng suất có thể dùng cơ sở 10mm-30mm. Trong vùng tập trung ứng suất cần phải đo với cơ sở nhỏ (ví dụ bằng 1-5mm đối với cấu kiện bằng thép). Mức độ phân bố ứng suất càng không đều thì cơ sở của tenxomet càng cần phải nhỏ.

Cần phải chú ý đến việc lắp đặt tenxométt. Chẳng hạn, khi đo ứng suất thớ nên đặt tenxomét ở ngoài vùng có thể có sự tập trung ứng suất. Đó là những vùng gần các lỗ đinh, lỗ khoét, gần nơi có sự thay đổi đột ngột của mặt cắt, vùng đầu mối hàn, những chỗ cong vênh cục bộ và trong cầu thép. Đối với cầu BTCT thường có sự tập trung ứng suất ở chỗ thay đổi mặt cắt, chỗ tiếp xúc với sườn cứng, chỗ đặt mấu neo v.v...

Mặt cắt được chọn để đặt tenxomét nên là mặt cắt phù hợp nhất với sơ đồ tính toán nghĩa là không có những phần mà khó xác định mức độ tham gia của chúng với sự chịu lực như bản giằng, bản đệm v.v...

Cách đặt máy đo trên mặt cắt được chọn tuỳ theo đặc điểm trạng thái ứng suất và hình dạng mặt cắt. Số lượng tối thiểu cần thiết các tenxomét cần đặt trên mặt cắt là tuỳ theo đặc điểm làm việc của mặt cắt (số tenxomét phải bằng số các yếu tố lực). Chẳng hạn khi xác định lực dọc N, các mômen uốn M_x và M_y, mômen xoắn M_z thì số lượng tối thiểu các điểm đo trong mặt cắt liền khối phải bằng 4. Đối với các mặt cắt tổ hợp, nơi mà các bộ phận riêng lẻ có thể bị dịch trượt tương hỗ so với nhau thì số lượng điểm đo phải tăng lên.



Hình 11.17. Sơ đồ đặt số lượng tối thiểu các tenxomet trong mặt cắt ngang cấu kiện thép

1, 2. Khi có tác động lực dọc trục n; 3, 4. Khi có lực N, M_x, M_y;

5, 6, 7. Khi có lực N, M_x, M_y, M_{xoan}.

Trên hình 11.17 là sơ đồ bố trí số lượng tối thiểu các tenxomét trong các dạng mặt cắt khác nhau của cấu kiện thép. Đối với mặt cắt BTCT vì tình hình ứng suất phức tạp hơn nên cũng phải đặt nhiều tenxomét hơn so với cầu thép.

Đối với những chỗ có sự tập trung ứng suất, ngoài việc đo để biết trị số ứng suất lớn nhất σ_{max} trong đó, còn cần phải xác định mức độ phân bố không đều của ứng suất thông qua hệ số tập trung ứng suất :

$$\alpha_\sigma = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{tc}} \qquad (11.11)$$

trong đó : σ_{tc} - ứng suất danh định, đã được xác định theo diện tích mặt cắt thu hẹp.

Như vậy, để đánh giá sự tập trung ứng suất thì phải đặt tenxomét với cơ sở nhỏ tại vùng tập trung cực đại ứng suất (mép khoét lỗ, chỗ cắt lõm v.v...) với hướng của cơ sở trùng với hướng của dòng lực trong vùng đó của mặt cắt. Để biết σ_{tc} thường đo ứng suất theo diện tích thu hẹp tại vùng tương ứng với vùng tác động của σ_{max} nhưng ở cách một khoảng đủ xa để hết tình trạng tập trung ứng suất.

Đối với kết cấu BTCT cần phải đo ứng suất trong bêtông và cả trong cốt thép. Đo ứng suất bêtông thường khó khăn vì thật khó xác định đúng môđun đàn hồi thực tế của bêtông ở đó. Trị số môđun này phụ thuộc vào nhiều yếu tố và thay đổi trong phạm vi khá rộng. Ngoài ra, vì bêtông là loại vật liệu đồng nhất, thường có chỗ sứt vỡ, vết nứt nên các biến dạng do lực của bêtông thường phân bố không đều. Như vậy, có sai số khi xác định ứng suất bêtông dựa trên trị số biến dạng thực đo được. Muốn giảm ảnh hưởng của các yếu tố nói trên cần phải đo ứng suất bêtông với tenxomét có cơ sở lớn ($\geq$ 10cm).

Ứng suất (biến dạng) trong bêtông thường được đo bằng tenxomét kiểu cơ, đattric điện trở dây, đồng hồ chuyển vị v.v. . thuộc các kiểu khác nhau. Còn khi thử động đối với cầu thì thường dùng đattric điện trở dây.

Các tenxomét đòn được lắp thêm bộ phận phụ để tăng thêm chiều dài cơ sở. Muốn tránh cho mũi tì của nó bị ngập sâu vào bề mặt bêtông lồi lõm thường dán lên đó các bản thép mỏng cỡ 5 × 5mm.

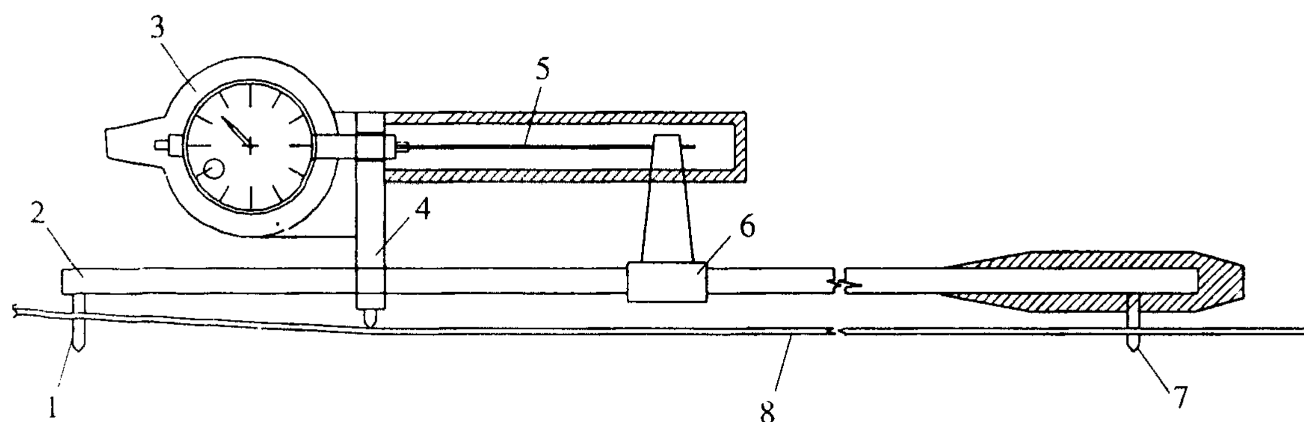
Các tấm đattríc điện trở được dán trực tiếp lên mặt bêtông tại chỗ không nứt vỡ rỗ và bề mặt bằng phẳng.

Ứng suất cốt thép có thể đo được bằng các dụng cụ như để đo cầu thép. Đo ứng suất trong cốt thép thường (không có dự ứng lực) cũng giống như đo ở cấu kiện thép. Nhưng đo dự ứng suất trong cốt thép dự ứng lực thì phải dùng các phương pháp phức tạp hơn. Chẳng hạn, có thể dán đattríc điện trở lên bó sợi cốt thép và đọc số đo. Sau đó làm cho

chùng hết cốt thép, lại đọc số đo. Theo hiệu của các số đọc mà tính ra trị số ứng suất. Cách đo này không có ứng dụng thực tế với các kết cấu mà chỉ dùng khi làm thí nghiệm.

Một phương pháp khác là phải liên tục kiểm tra sự căng cốt thép từ lúc chế tạo cấu kiện qua các giai đoạn thi công. Tấm đattríc điện trở dán trên cốt thép sẽ cho phép theo dõi sự thay đổi ứng suất theo thời gian. Cách làm này gặp phải sai số của chính các máy đo điện vì chúng khó có thể làm việc ổn định liên tục suốt thời gian dài.

Có một số dụng cụ dùng để xác định dự ứng suất cốt thép nhờ việc đo độ võng của nó : Ví dụ dụng cụ DIS - 1 của Nga (hình 11.18) với cơ sở dài 300 mm dùng để kiểm tra các sợi lẻ đường kính đến 6 mm. Có dụng cụ khác có cơ sở dài 160 mm dùng để đo các bó sợi xoắn đường kính 9 - 15 mm và sợi lẻ đường kính đến 8 mm. Hoạt tải của dụng cụ này dựa trên việc xác định ứng suất lực cần thiết để uốn cong được cốt thép. Dụng cụ gồm hai bản thép mỏng (một bản chính chịu lực và một bản phụ gắn với đồng hồ đo chuyển vị), mũi kẹp cố định cột tỳ và mũi kẹp di động làm cho sợi cốt thép bị uốn cong cho đến khi kim quay của đồng hồ không quay nữa. Đọc số đo trên đồng hồ chuyển vị và dựa vào đồ thị chuẩn đã lập ra từ trước đối với dụng cụ này mà suy ra ứng lực trong sợi cốt thép. Để tăng hoá dụng cụ này với các cấp tải trọng khác nhau. Từ đó vẽ ra dụng cụ chuẩn của đồ thị này.



Hình 11.18. *Đồng hồ đo lực căng DIS-1.*
1. Bộ kẹp di động; 2. Thanh cần bằng thép; 3. Đồng hồ; 4. Cột tỳ; 5. Thanh nối dài; 6. Cột cơ sở; 7. Bộ kẹp cố định; 8. Sợi thép dự ứng lực.

11.3. CÁC MÁY ĐO ĐỘ VÕNG VÀ ĐO CHUYỂN VỊ THẲNG

Độ võng có thể đo bằng máy cao đạc, ống cao su đựng chất lỏng, các loại đồng hồ đo chuyển vị có dây nối với mặt đất hoặc có đầu tì tiếp xúc trực tiếp vào kết cấu.

Mức độ chính xác của các máy cao đạc kỹ thuật thường không quá 1mm, vì vậy chỉ khi đo các trị số độ võng lớn mới có thể dùng loại máy này vì lúc đó sai số 1mm là không đáng kể. Muốn đo các trị số độ võng một cách chính xác hơn có thể dùng loại máy cao đạc chính xác. Nói chung máy cao đạc là hợp lý trong tình huống nước sâu, sông rộng, nước chảy xiết khi mà việc thả các dây nối từ đáy dầm cầu xuống mặt đất

đáy sông là khó khăn và dây bị rung mạnh khiến cho kim đồng hồ chuyển vị dao động mạnh không thể cho kết quả đo chính xác.

Máy cao đạc được đặt trên đầu cầu hay trên bờ sông, trên đỉnh các mố trụ nặng, ở đáy kết cấu nhịp (dầm chủ, dàn chủ v.v...) gắn các mốc đo. Nếu khoảng cách từ máy cao đạc đến các mốc đo không quá 50m thì có thể dùng máy cao đạc kỹ thuật thông thường, nếu khoảng cách xa hơn thì phải dùng máy cao đạc chính xác.

Việc dùng ống cao su đựng chất lỏng để đo độ võng có thể được nhưng phải là loại thiết bị chuyên dụng với chất lỏng đặc biệt. Không dùng ống cao su thường đựng nước để đo độ võng cầu vì rất kém chính xác.

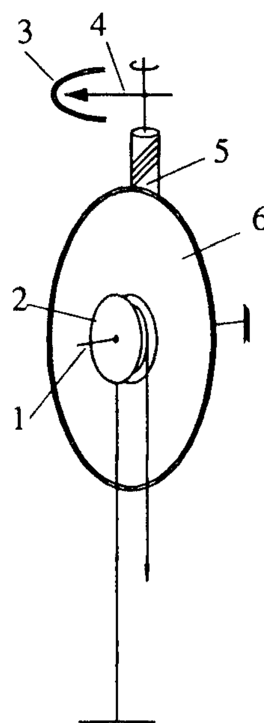
Thông thường nhất và đủ chính xác là dùng các đồng hồ chuyển vị đo độ võng kết cấu nhịp cầu. Có rất nhiều kiểu đồng hồ khác nhau với các khoảng cách đo khác nhau và độ chính xác khác nhau. Ví dụ nếu chính xác 0,1 ÷ 1,0mm. Nếu độ võng nhỏ thì cần đồng hồ có độ chính xác đến 0,01mm hoặc đôi khi đến 0,001mm.

11.3.1. Máy đo độ võng mácximốp

Đây là loại máy đo khá thông dụng ở Việt Nam, có sơ đồ cấu tạo như hình 11.19. Dây 1 có một đầu buộc vào quả nặng chừng 20kg thả xuống đáy sông hoặc buộc chặt vào cọc cố định ở gần cầu, dây võng qua bánh xe 2 của máy đo, đầu dây còn lại được treo 1 vật nặng chừng 1,5 ÷ 2kg để giữ cho dây thẳng. Dây là loại dây thép đường kính 0,3 ÷ 0,5mm. Khi kết cấu nhịp võng xuống hoặc vồng lên, bánh xe 2 sẽ bị quay và làm quay theo đĩa 3 và kim đồng hồ 4 sẽ chỉ trên vạch chia độ trị số độ võng hoặc đo vồng đó. Thang chia độ trên đĩa thứ nhất có 100 vạch, mỗi vạch ứng với chuyển vị 0,1mm được lộ ra ở một ô cửa sổ nhỏ trên đĩa chia độ thú nhất.

Như vậy bằng mắt thường và ước lượng có thể đọc độ chính xác đến mức 0,05mm khoảng đo là khá lớn, đủ thoả mãn việc đo độ võng của những nhịp máy đo vào kết cấu nhịp cần phải có bộ phận gá kiểu vít kẹp.

Dây đo cần phải bố trí thẳng đứng. Đối với nơi nước sâu, cầu cao, nước chảy mạnh, có thông thuyền, việc phải thả dây đo là nhược điểm rõ rệt làm phép đo kém chính xác hoặc thậm chí không thực hiện được.



Hình 11.19. *Máy đo võng kiểu Mácximốp.*
1. Trục quay; 2. Bánh xe có rãnh dẫn hướng dây;
3. Thang chia vạch; 4. Kim chỉ vạch;
5. Trục quay kim; 6. Bánh xe chính.

Cũng dựa trên nguyên tắc hoạt động như trên người ta đã làm các máy đo có đến 3 cấp thang chia độ. Thang thứ nhất đọc được độ chính xác đến 1cm, thang thứ hai đến 1mm và thang thứ ba đến 0,01mm.

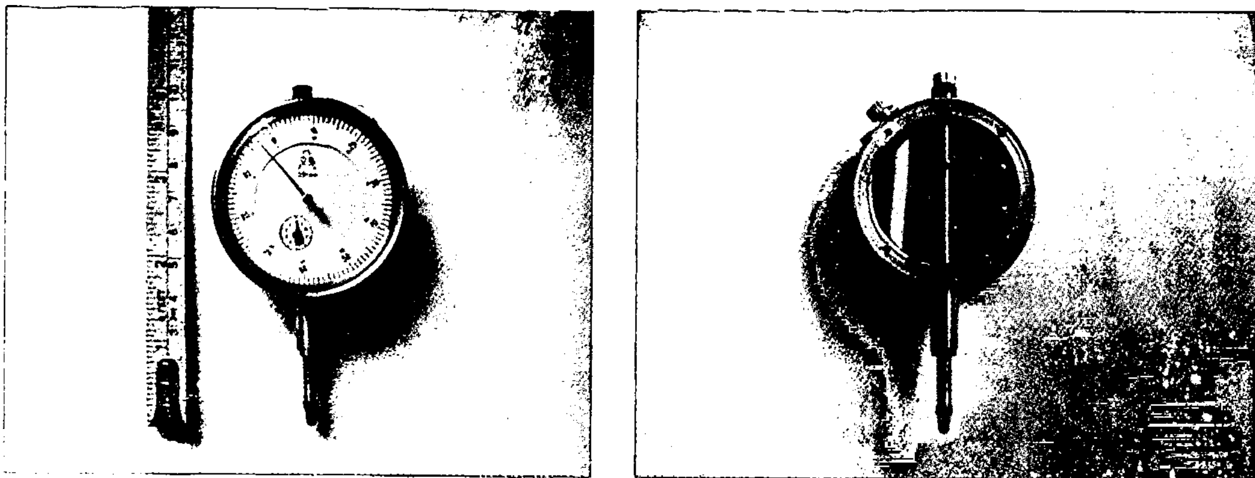
11.3.2. Đồng hồ đo chuyển vị

Còn có tên gọi là bách phân kế hay thiên phân kế tuỳ theo độ chính xác (đến 0,01mm hoặc 0,001mm) chúng thường dùng để đo chuyển vị nhỏ (khoảng 5 ÷ 10mm). Sơ đồ cấu tạo như hình 11.20.

Thanh 1 có đầu nhọn tỳ vào đáy kết cấu nhịp. Vỏ đồng hồ được liên kết cố định vào một giá đỡ nào đó cố định so với mặt đất. Khi kết cấu nhịp võng xuống hoặc vồng lên, thanh 1 sẽ chuyển động tương đối so với vỏ đồng hồ và làm quay các bánh xe răng cưa 2 và các kim chỉ độ 3. Một kim ngắn chỉ quay trên đĩa chia độ 1mm, còn một kim dài quay trên đĩa chia độ 0,01mm hoặc 0,001mm tuỳ từng loại đồng hồ.

Kiểu đồng hồ chuyển vị này có nhược điểm là khoảng thang đo nhỏ, chỉ vài mm, đối với các nhịp cầu lớn hơn 10m đã có thể không dùng nó được. Tuy nhiên có thể gá thêm các bộ gá kiểu đòn bẩy để thang đo lên gấp 5 lần hay gấp 10 lần, tức là đến 50 ÷ 100mm mà không giảm độ chính xác. Cũng có thể làm bộ gá lắp đồng hồ chuyển vị cho nó hoạt động giống như một máy đo võng Mácximốp.

Khác với máy đo võng Mácximốp, các đồng hồ chuyển vị còn dùng để đo các chuyển vị nằm ngang hoặc chuyển vị theo phương bất kỳ cũng như đo chuyển vị góc, đo trượt v.v... chẳng hạn như khi nén cọc tĩnh.

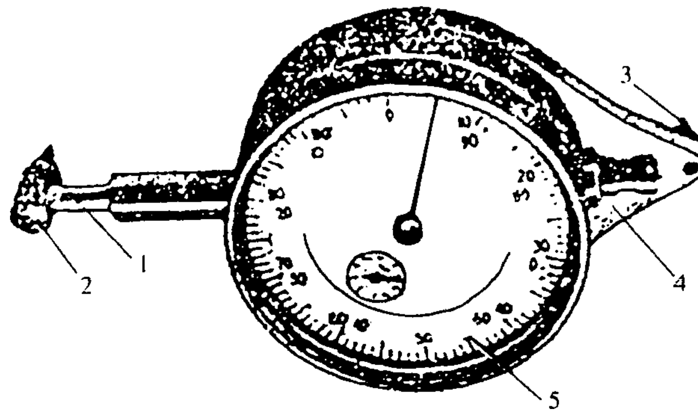


Hình 11.20. Đồng hồ đo chuyển vị

11.3.3. Đồng hồ đo biến dạng

Với cấu tạo gần giống như đồng hồ đo chuyển vị nhưng có gắn thêm hai đầu nhọn để tỳ lên bề mặt kết cấu, loại đồng hồ đo biến dạng như trên hình 11.21, có rất nhiều công dụng, có thể đo chuyển vị, độ mở rộng vết nứt, biến dạng (ứng suất) v.v... Chân nhọn 3 của đồng hồ tỳ vào một lỗ nhỏ 1mm khoan nông trên bề mặt thép, còn nếu đo trên bề

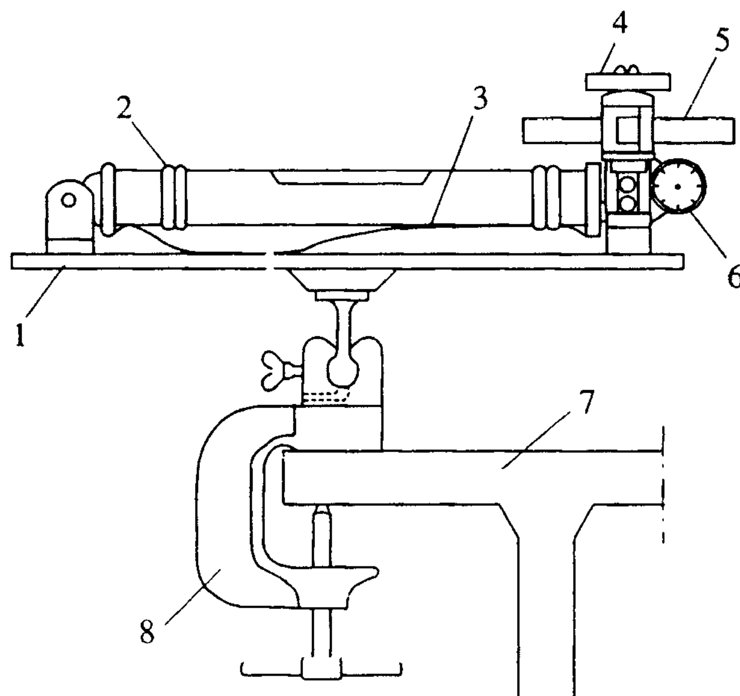
mặt bêtông hay đá xây thì phải đặt một thanh thép đệm đường kính 3-5mm, dài 10-20mm và cũng khoan lỗ. Cơ sở đo của đồng hồ là 50 ÷ 250mm.



Hình 11.21. *Đồng hồ đo biến dạng*
1. Thanh trượt; 2. Mũi tỳ di động được; 3. Mũi tỳ cố định; 4. Bản kế; 5. Mặt đồng hồ.

11.3.4. Dụng cụ đo góc xoay

Trên hình 11.22 là sơ đồ một dụng cụ đo góc xoay có bọt nước ống thuỷ. Phần đế của dụng cụ được liên kết với kết cấu. Khi xảy ra chuyển vị góc xoay thì bọt nước của ống thuỷ 2 bị lệch đi. Dùng vít xoay 4 có gắn đĩa chia độ để chỉnh cho ống thuỷ về vị trí cân bằng. Trị số chuyển vị góc xoay được đọc trên đĩa chia độ. Dụng cụ góc xoay này nhỏ gọn, đơn giản và đủ độ chính xác. Độ chính xác thông thường là 0" ÷ 5". Nhưng khi tăng chiều dài cơ sở và giảm bước của vít thì có thể tăng độ chính xác hơn nữa.



Hình 11.22. *Dụng cụ đo góc xoay có ống thuỷ*
1. Đế; 2. Ống thuỷ có bọt nước; 3. Díp lò xo; 4. Vít vi chỉnh; 5. Đĩa có vạch chia độ; 6. Đồng hồ đếm số vòng quay của đĩa; 7. Kết cấu thép; 8. Bộ giá.

11.4. NHẬN XÉT CÁC KẾT QUẢ THỬ TĨNH ĐỐI VỚI CẦU

11.4.1. Xét độ võng

Các kết quả đo đạc được khi thử tĩnh đối với cầu cần được xử lý, phân tích và so sánh với tính toán lý thuyết. Cần lưu ý là các trị số đo biến dạng có thể là biến dạng toàn phần, biến dạng đàn hồi và biến dạng dư. Biến dạng toàn phần bằng tổng của biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, bằng hiệu số của số đọc trên máy đo biến dạng ở thời điểm đặt tải và trước lúc đặt tải lên cầu. Biến dạng đàn hồi là phần biến dạng bị triệt tiêu đi sau khi dỡ tải và tương ứng với hiệu số cua các trị số đọc trên máy đo biến dạng ở thời điểm đặt tải và sau khi dỡ tải.

Các tính toán lý thuyết được tính với tải trọng thử cầu mà không xét hệ số xung kích.

Trong những kết cấu nhịp cầu đang khai thác với mức tải trọng xấp xỉ tải trọng tính toán thì trị số của độ võng dư thường không lớn hơn 20% ở cầu thép, 15 % ở cầu ô tô so với trị số độ võng đàn hồi đo được. Những trị số lớn của độ võng dư là chứng tỏ có các khuyết tật đáng kể trong kết cấu nhịp.

Độ võng lý thuyết dưới tải trọng thử được xác định bằng các phương pháp khác nhau của môn học Cơ học kết cấu.

Đối với các dàn biên song song và cổng cầu thẳng đứng thì độ võng có thể tính được theo các công thức gần đúng với sai số khoảng 4% như sau :

- Độ võng giữa nhịp dàn tam giác :

$$y = \frac{5kl^4}{384EI}\left[1 + (tg\alpha + c.tg\alpha)\frac{H}{l}\right].1,275 \qquad (11.12)$$

- Độ võng giữa nhịp dàn tam giác có thanh đứng :

$$y = \frac{5kl^4}{384EI}\left[1 + (tg\alpha + c.tg\alpha)1,38\frac{H}{l}\right].1,275 \qquad (11.13)$$

trong đó :

α - góc nghiêng của thanh đứng so với phương đứng.

k - cường độ rải đều tương đương của tải trọng thử (T/m) được xác định theo công thức :

$$k = \frac{8M}{l^2}$$

Với M - mômen do tải trọng thử ở giữa nhịp.

E - môđun đàn hồi vật liệu dàn.

$$I = \frac{H^2}{4}(\omega_{trên} + \omega_{dưới})$$

H - chiều cao lý thuyết của dàn.

I - mômen quán tính của các thanh biên dàn ở giữa nhịp.

ω - là các diện tích mặt cắt thu hẹp của thanh biên trên và thanh biên dưới dàn giữa nhịp.

Đối với những thanh biên song song và cổng cầu đặt nghiêng thì các công thức có dạng :

+ Nếu là dàn tam giác :

$$I = \frac{5kl^4}{384EI}\left[1 + tg\alpha + c.tg\alpha)\frac{H}{l(m-2)}\right].1,275 \qquad (11.14)$$

+ Nếu là dàn tam giác có thanh đứng :

$$I = \frac{5kl^4}{384EI}\left[1 + tg\alpha + c.tg\alpha)1,38\frac{H}{l(m-2)}\right].1,275 \qquad (11.15)$$

với m : số lượng khoang dàn.

Các độ võng đàn hồi được so sánh với độ võng lý thuyết. Trong các cầu thép còn tốt thì độ võng đàn hồi bằng 0,8-0,9 độ võng lý thuyết. Đó là do ảnh hưởng chưa tính lý thuyết được của hệ liên kết và phần xe chạy. Còn trong các cầu bêtông tỷ số đó vào khoảng 0,5 - 0,6 đó là do các nguyên nhân sau đây :

- Khi tính mômen quán tính để tính độ võng lý thuyết thì chỉ xét mặt cắt bêtông mà không xét ảnh hưởng của cốt thép.

- Tuổi của bêtông lúc thử tải thường lớn hơn tuổi 28 ngày và do vậy cường độ thực tế bêtông lớn hơn trị số lý thuyết.

- Khi tính toán chưa xét ảnh hưởng của các yếu tố như lan can, phần xe chạy, lớp phủ mặt cầu v.v...

Việc đo thử tĩnh kết cấu nhịp cầu thường thực hiện trong phạm vi các biến dạng đàn hồi cho nên số đọc lúc đầu tiên và số đọc cuối cùng của các tenxomet phải gần như bằng nhau. Nếu không thì có thể nghi ngờ tenxométt bị trượt mũi tỳ.

11.4.2. Xét ứng suất

Các trị số đo ứng suất tại các điểm khác nhau của cấu kiện thường khác nhau, ngay cả khi cấu kiện chỉ chịu lực dọc trục về mặt lí thuyết (các thanh dàn chẳng hạn). Đó là do các mô men uốn trong mặt phẳng đứng hoặc mặt phẳng nằm ngang do độ cứng nút dàn hoặc do ảnh hưởng của các liên kết ngang.

Thông thường chỉ đặt tenxơmét ở các điểm thuộc thế biên của mặt cắt cấu kiện nên cần căn cứ vào các trị số đo đó để vẽ ngoại suy biểu đồ ứng suất dọc cấu kiện tại mặt cắt được đo.

11.5. CÁC PHƯƠNG PHÁP VÀ THIẾT BỊ ĐO THỬ ĐỘNG ĐỐI VỚI CẦU

11.5.1. Những vấn đề chung

Trong chương 5 đã trình bày các nguyên tắc đo và thiết bị đo thử tải động nói chung. Ở đây chỉ nói thêm những đặc điểm đối với cầu.

Thông thường nhất là sử dụng các xe ô tô thử hoặc đoàn tầu thử để thử động đối với cầu. Công tác này cho phép xác định tần số và biên độ dao động cưỡng bức của kết cấu nhịp và hệ số xung kích lớn nhất, phát hiện ra các vị trí yếu của kết cấu và điều kiện thông xe an toàn nhất hoặc bất lợi nhất của cầu.

Các tác động của hoạt tải phụ thuộc vào đặc trưng động học của chính hoạt tải đo và mức độ giống nhau của tần số dao động do hoạt tải này gây ra với tần số riêng của kết cấu nhịp.

Các thực nghiệm cho thấy hầu như chu kỳ dao động cưỡng bức của kết cấu nhịp trùng với chu kì dao động riêng của tải trọng. Dao động của ôtô có thể coi như dao động của một vật nặng trên lò xo. Qua thí nghiệm nhiều loại ôtô người ta thấy chu kì dao động của khung xe, thường trong khoảng 0,26 - 0,43, giây dao động phần dưới lò xo là 0,08 -0,13 giây. Dao động riêng của ôtô gây ra lần lượt chu kì các lần vượt tải và giảm tải cho kết cấu cầu, đó chính là nguyên nhân gây ra dao động cưỡng bức. Đối với cầu nhịp ngắn thì dao động đó lại xuất hiện chủ yếu do dao động của phần bên dưới lò xo xe.

Tác dụng động học khi xe xích qua cầu được gây ra bởi các va đập nhịp nhàng của các đốt bánh xích trên mặt cầu, va đập của các chốt bánh xích và của phần khối lượng bên trên lò xo. Tần số dao động của các đốt bánh xích phụ thuộc vào tốc độ xe xích.

Các thực nghiệm cho thấy một xe ôtô hoặc một xe xích qua cầu thì gây tác dụng động học lớn hơn khi cả đoàn xe ôtô đó qua cầu. Vì vậy người ta lấy tải trọng để thử động cầu chỉ là một xe ôtô nặng hoặc một xe ôtô chạy qua cầu với lần lượt các tốc độ khác nhau.

Trên các cầu có độ cứng nằm ngang nhỏ trong hướng dọc cầu, ví dụ cầu khung có trụ mảnh nên thử một xe chạy rồi hãm đột ngột trên cầu. Trên các cầu có độ cứng nằm ngang nhỏ (cầu hẹp, cầu khung cao, cầu treo) cũng nên thử tải động bằng các tải trọng ngang nằm ngang được tạo ra bằng cách quay xe xích trên mặt cầu.

Các đặc trưng động học của mỗi lần thử động được ghi lại nhờ các máy đo động được đặt ở những vị trí có độ võng lớn nhất. Các máy ghi dao động lên băng giấy hoặc lên phim, lên băng từ.

Các máy đo những chuyển vị thẳng theo thời gian gọi là các vibromet, còn máy đo chuyển vị góc theo thời gian gọi là torsiômet.

Các máy đo quan hệ giữa biên độ và tần số dao động với tốc độ xe chạy gọi là các máy đo biên độ hoặc máy đo tần số.

Có hai nguyên tắc để đo dao động là nguyên tắc động học và nguyên tắc động lực học. Theo nguyên tắc thứ nhất thì máy đo được liên kết cứng với một hệ cố định độc lập bên ngoài và trị số chuyển vị của kết cấu đang dao động được đo trực tiếp. Theo nguyên tắc thứ hai thì khi không thể tạo ra được một hệ cố định thực người ta đo chuyển vị so với một hệ cố định quy ước, đó là một khối nặng gắn trên lò xo.

Các máy đo động có thể được phân thành ba nhóm là: kiểu cơ, kiểu điện, kiểu quang. Trong các máy đo kiểu cơ thì việc ghi lại sự thay đổi biến dạng được thực hiện nhờ các bộ phận cảm biến (đattric) và ghi hay nhìn lên màn hiện sóng của máy hiện sóng (oxylograph).

11.5.2. Máy đo Gâygher

Khi máy đo này hoạt động theo nguyên tắc động học thì cần đến một liên kết cứng hoặc liên kết dây giữa một điểm cố định mặt đất và một điểm cố định dao động. Tuy nhiên khi máy hoạt động theo nguyên tắc động lực học thì không cần đến liên kết nói trên.

Đối với trường hợp thứ nhất thì máy sẽ ghi dao động lên băng giấy, theo đường cong vẽ trên giấy đó có thể xác định biến dạng biên độ và tần số dao động.

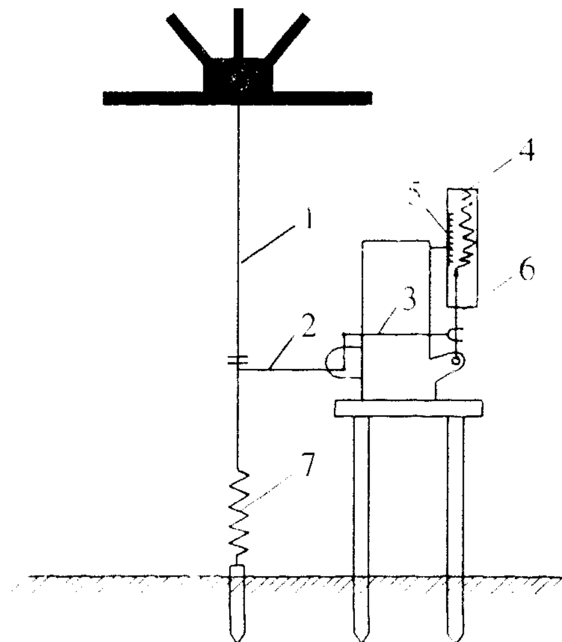
Đối với trường hợp thứ hai thì trong máy có lắp thêm một hệ cố định quy ước nhỏ dạng con lắc lò xo. Theo các đường ghi trên băng giấy có thể xác định gần đúng biên độ và xác định chính xác hơn đối với tần số dao động.

Sơ đồ nguyên tắc của máy ghi dao động theo nguyên tắc động lực học như hình vẽ 11.23. Sự biến đổi độ võng dàn được truyền qua dây treo 1 (lò so 7 để căng dây 1) qua đòn bẩy hình ⌐ 2 rồi qua kim truyền 3, qua ngòi bút ghi 6 và được ghi trên băng giấy 4. Đồng thời trên băng có ghi vạch thời gian từng giây.

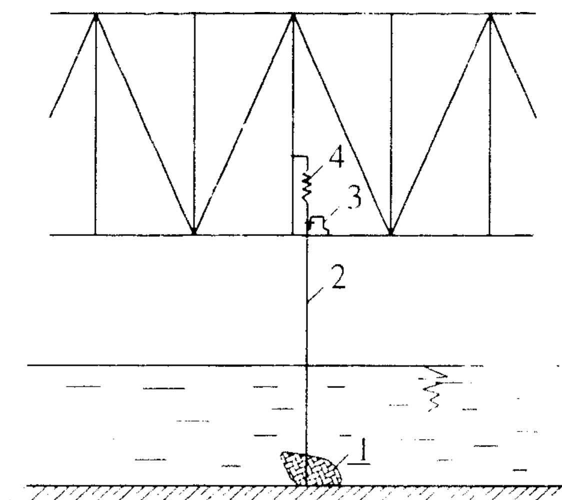
Bộ phận ghi của máy có một cơ cấu kiểu đồng hồ làm quay băng giấy rộng 50mm. Tốc độ di chuyển băng có thể điều chỉnh được trong phạm vi từ 0,2 đến 10 mét/phút. Có thể khuếch đại dao động được ghi lên 3, 6 hoặc 12 lần so với trị số thực tế. Ngoài ra còn có thể tăng hay giảm tỉ lệ xích ghi bằng cách thay đổi cánh tay đòn bẩy hình ⌐. Tỉ lệ xích thông thường của máy là từ 0,5 : 1 đến 72 : 1. Có thể dùng máy ghi để ghi các biến dạng với tần số dao động đến 20Hz.

Máy đo có thể được đặt trên giá cố định với mặt đất hoặc đặt ngang trên kết cấu nhịp (hình 11.24). Dây treo có thể thả xuống đáy sông nhờ một quả nặng ít nhất 10kg. Nói chung nên ưu tiên đặt máy đo trên giá cố định mặt đất thì chính xác hơn.

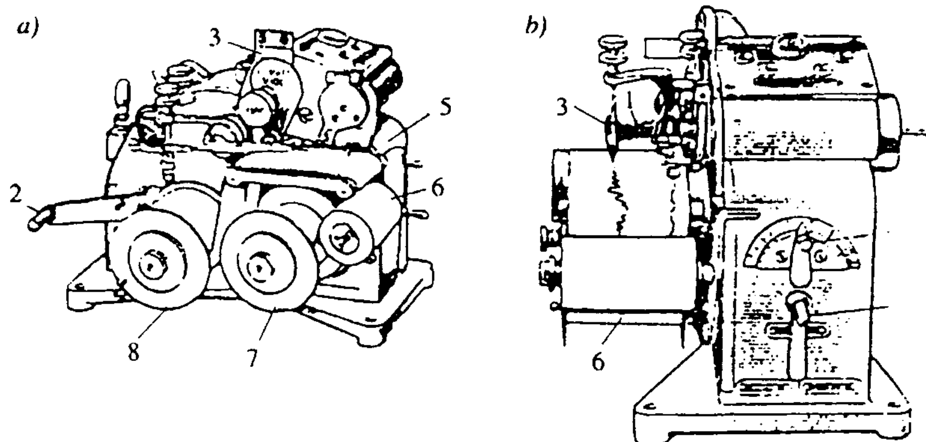
Sơ đồ máy đo theo nguyên tắc động lực học như hình vẽ 11.26. Máy được lắp thêm một con lắc 5 có lò xo. Khi máy dao động cùng với kết cấu nhịp thì do trọng lượng nặng của con lắc có thể coi con lắc là một hệ cố định quy ước. Chuyển vị của vỏ máy so với con lắc đó được truyền để ghi qua đòn bẩy 3 và 4 và kim truyền 2 đến ngòi bút ghi 1. Máy đo này có thể ghi được các dao động với tần số từ 5 đến 330Hz.



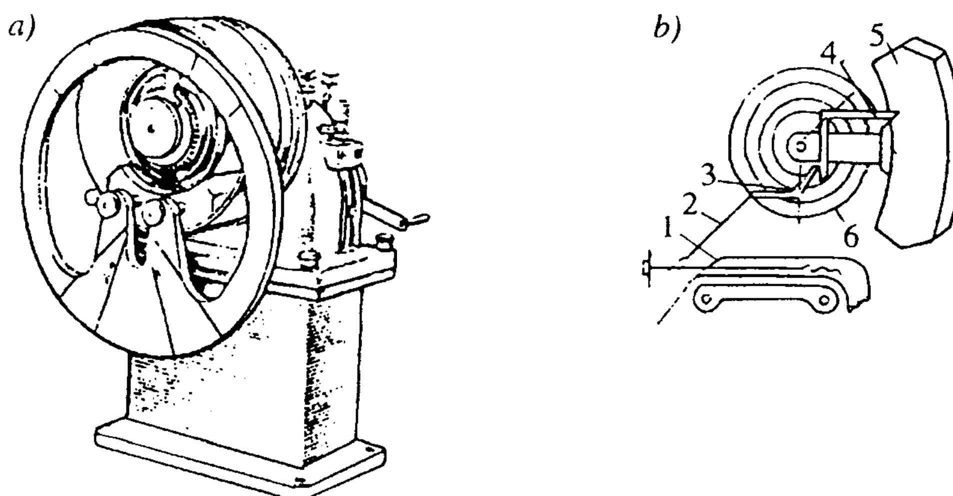
Hình 11.23. *Sơ đồ đặt máy ghi dao động có dây nối với điểm cố định trên mặt đất.*
1- Dây nối; 2- Đòn bẩy hình; 3- Cần đẩy kim ghi; 4- Băng giấy ghi dao động;
5- Vạch đếm thời gian; 6- Kim ghi; 7- Lò xo.



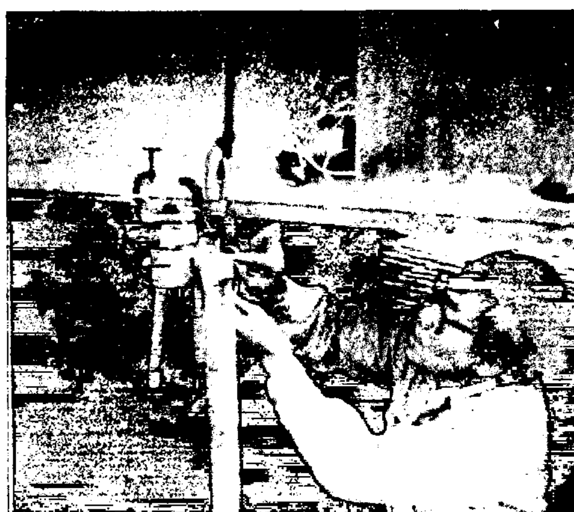
Hình 11.24. *Sơ đồ đặt máy ghi dao động ở trên kết cấu nhịp có dây thả vật nặng xuống sông*
1- Vật nặng; 2- Dây; 3- Máy Gáygher; 4- Lò xo.



Hình 11.25. *Máy đo vạn năng kiểu Gâygher*
a- Dạng chung; b- Nhìn phía cạnh.
1- Đế máy; 2- Đòn bẩy lên dây cót cơ cấu kéo băng ghi; 3- Kim ghi;
4- Bộ từ trường để đánh dấu thời gian; 5- Bàn ghi; 6- Trục uốn giữa băng;
7- Trục thu băng; 8- Trục nhả băng; 9- Thanh truyền; 10- Đòn bẩy điều chỉnh tốc độ nhả băng; 11- Đòn bẩy khởi động cơ cấu kéo băng.



Hình 11.26. *Máy ghi dao động kiểu Gâygher*
a- Dạng chung; b- Cơ cấu ghi.
1- Kim ghi dao động; 2- Thanh truyền; 3, 4- Các đòn bẩy; 5- Con lắc; 6- Lò xo.



Hình 11.27. *Lắp máy ghi dao động thẳng đứng ở đáy của dầm cầu*

11.5.3. Các máy đo dao động kiểu dùng điện

Thực chất, đó là tổ hợp của bộ cảm biến (đáttríc) với các thiết bị đo điện. Các bộ cảm biến có khả năng biến đổi các chuyển vị tương đối giữa các bộ phận kết cấu hoặc các sự thay đổi theo thời gian của ứng suất, của tốc độ gia tốc chuyển vị tại các điểm riêng lẻ của kết cấu thành các đại lượng điện và truyền về máy đo điện.

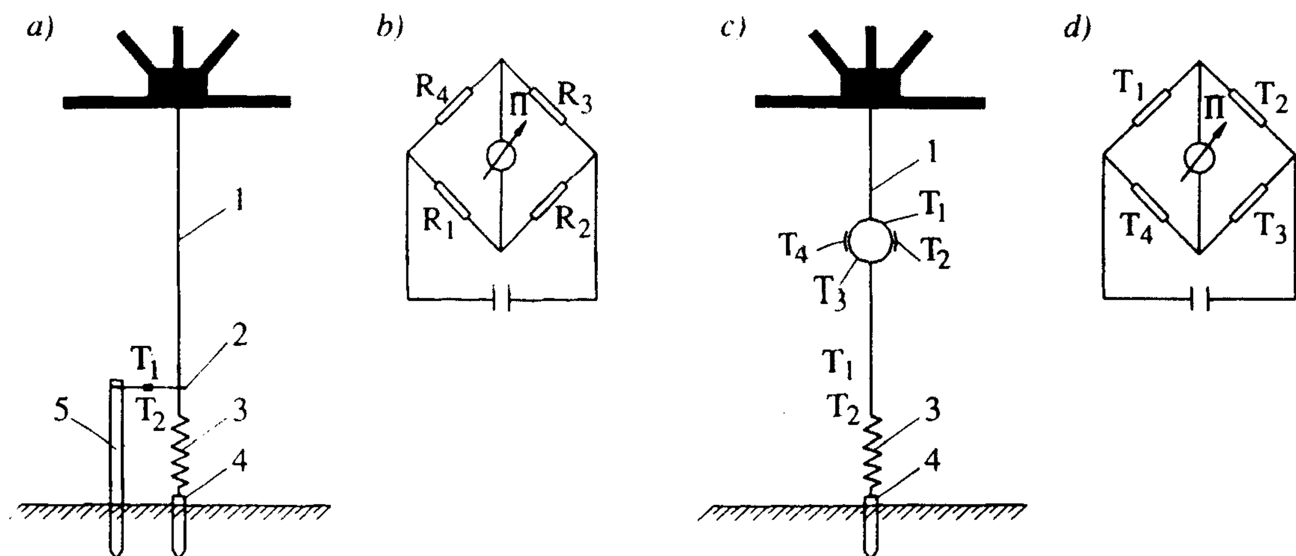
Trên hình 11.28 a, b là sơ đồ đo dao động thẳng đứng của kết cấu nhịp nhờ dùng bộ cảm biến kiểu một dầm công xôn ngắn có dán các đáttric điện trở.

Trên hình 11.28 c, d là sơ đồ đo dùng bộ cảm biến kiểu vòng thép.

Những biến đổi của dòng điện lúc đo đạc trong phần đường chéo của cầu đo điện trở được ghi lại bằng máy oxyclograph lên phim ảnh.

Khi sử dụng các dây căng như hình vẽ cần phải xét ảnh hưởng của biến dạng do nhiệt độ, còn trong trường hợp đo các chuyển vị lớn thì phải xét cả đến các biến dạng có liên quan đến sự thay đổi độ căng dây trong quá trình đo vì dầm dao động lên xuống.

Người ta cũng có thể dùng các bộ cảm kiểu điện cảm để đo dao động



Hình 11.28. Các sơ đồ dao động có dùng các bộ cảm biến điện trở
a, b- Khi dùng dầm công xôn ngắn có dán lá điện trở;
c, d- Khi dùng vòng thép có gắn lá điện trở
1- Dây nối xuống đất; 2- Dầm công xôn ngắn; 3- Lò xo; 4- Cọc neo; 5- Cọc giữa dầm công xôn;
T1, T2, T3, T4- Các tenxomét kiểu lá điện trở. П- Bộ ghi dao động (oxyclograph).

11.6. XÁC ĐỊNH CÁC ĐẶC TRƯNG CƠ LÝ VÀ TÍNH CHẤT CỦA VẬT LIỆU

Khi tính toán đánh giá khả năng chịu tải và trạng thái kĩ thuật của cầu cống cũ rất cần có các trị số đặc trưng cơ lí của vật liệu trong kết cấu thực. Việc xác định các trị số này nói chung là khó đạt độ chính xác cao. Thông thường trước tiên cần tham khảo hồ sơ thiết kế hay hồ sơ hoàn công cũ để biết các đặc trưng ban đầu của vật liệu. Tuy nhiên ở Việt Nam các hồ sơ này thường không đủ hoặc không có.

Các thí nghiệm vật liệu phải được kết hợp thực hiện ở cả trong phòng thí nghiệm và cả ở trên kết cấu thực. Các thí nghiệm trong phòng cho kết quả chính xác cao hơn nhưng lại phụ thuộc việc lấy mẫu thử từ kết cấu có làm được hay không. Số mẫu lấy ra cũng bị hạn chế. Các thí nghiệm ngay trên kết cấu thực sẽ làm cho các thí nghiệm trong phòng có thể thực hiện nhanh chóng hơn, nhiều số liệu thu được hơn nhưng có thể là kém chính xác hơn.

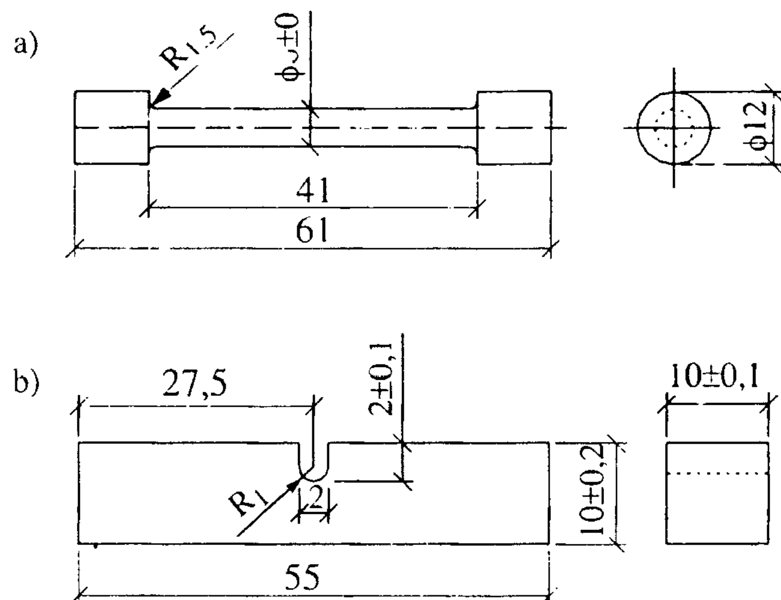
Đa số các thí nghiệm trong phòng thuộc loại thí nghiệm có phá hủy mẫu thử, đa số các thí nghiệm trên kết cấu thực thuộc loại thí nghiệm không phá huỷ mẫu và dùng các cách đo gián tiếp.

11.6.1. Kim loại

Trước khi thí nghiệm cần xác định rõ loại vật liệu bằng kim loại, ví dụ đó là gang, sắt mềm (đối với các cầu thép cũ do Pháp để lại), thép thường, thép hợp kim thấp v.v... Các thí nghiệm kim tướng sẽ trả lời chính xác vấn đề phân loại vật liệu kim loại.

Khi lấy mẫu kim loại từ kết cấu cầu cũ phải có biện pháp hợp lí sao cho không làm suy yếu quá nhiều đến sức chịu lực của kết cấu. Tại chỗ đã cắt khoét lấy mẫu ra phải đặt các bản thép bù và liên kết bằng hàn hoặc liên kết bulông cường độ cao ngay. Miếng mẫu kim loại đã lấy ra phải được gia công sao cho mẫu thí nghiệm có các đường biên lùi vào ít nhất 10mm so với mép vết cắt bằng nửa lúc lấy mẫu.

Mẫu thử kim loại phải được gia công theo đúng các "Tiêu chuẩn thí nghiệm vật liệu" do Bộ Giao thông vận tải và Bộ Xây dựng ban hành. Nói chung mẫu để thí nghiệm về giới hạn bền (cường độ phá hủy tức thời), giới hạn chảy, độ dãn dài tương đối hay độ co ngắn tương đối của kim loại thép có dạng như hình 11.29a, mẫu để xác định độ dai va đập được cắt lõm như hình 11.29b.



Hình 11.29. *Ví dụ loại mẫu thử để xác định các đặc trưng cơ học của thép*
a) Mẫu thường; b) Mẫu thử độ dai va đập.

Mỗi loại thí nghiệm phải có ít nhất ba mẫu giống nhau, các mẫu thử có thể được phân tích hoá học và phân tích phổ nếu thấy cần thiết.

Do đặc điểm của công nghệ cán thép, đặc trưng cơ lí của kim loại cán theo hướng dọc chiều cán và theo hướng ngang chiều cán sẽ không giống nhau. Vì vậy lúc lấy mẫu phải đánh dấu rõ hướng tác động chủ yếu của lực trên mẫu đó như lúc nó ở trong kết cấu thực.

Để thí nghiệm nhanh chóng đối với thép ở trên kết cấu thực người ta thường dùng phương pháp đập bi tạo vết lõm trên bề mặt thép. Phương pháp này cho biết độ cứng của kim loại để từ đó suy ra giới hạn cường độ của nó với độ tin cậy chấp nhận được. Tuy nhiên nếu muốn suy diễn ra trị số giới hạn chảy thì không đủ tin cậy. Sai số xác định giới hạn cường độ dựa vào thí nghiệm xác định độ cứng bề mặt thép vào khoảng ±7%, còn nếu suy diễn từ giới hạn cường độ đó ra giới hạn chảy thì sai số lớn đến ±30%.

Việc thí nghiệm độ cứng có thể làm theo thí nghiệm Brinell hoặc thí nghiệm Rockwell.

Thí nghiệm Brinell:

Tạo một tải trọng 3000kg cho vật liệu cứng và 1500kg hay 500kg cho các mặt cắt mỏng hay vật liệu mềm, tác dụng thông qua một viên bi cứng có đường kính 10mm để gây ra vết lõm trên bề mặt vật liệu. Đường kính trung bình của vết lõm là cơ sở để tính ra độ cứng Brenell (HB) theo công thức:

$$HB = P/[(\pi - D/2)(D - \sqrt{D^2 - d^2})] \qquad (11.16)$$

trong đó:

HB - số đo cứng Brinell.

P - tải trọng tác dụng (kg).

D - đường kính viên bi thép.

d - đường kính trung bình của vết ấn, (mm).

Tiêu chuẩn AASHTO T244-90 và ASTM A 370-88 của Mỹ cho sẵn các bảng tra đã được tính sẵn theo công thức trên. Người ta đã chế tạo máy đo độ cứng Brinell xách tay để làm thí nghiệm dễ dàng tại vị trí cầu.

Thí nghiệm Rockwell:

Trong thí nghiệm này, trị số độ cứng được đọc trực tiếp từ máy đo. Độ cứng được xác định căn cứ vào chiều sâu vết ấn của đầu nhọn kim cương hoặc của viên bi thép vào vật liệu. Trước tiên gia tải bằng tải trọng phụ 10kg để tạo vết ấn ban đầu và đưa đầu ấn lên rồi giữ nó đúng vị trí trên mặt vật liệu. Tải trọng chính phụ thuộc vào thang đo được sử dụng và được gia tải dần sẽ làm tăng dần độ sâu vết ấn. Sau đó bỏ tải trọng chính nhưng vẫn duy trì tải trọng phụ, trên máy đo sẽ cho biết trị số độ cứng Rockwell.

Dựa vào trị số độ cứng bề mặt, có thể theo công thức thực nghiệm suy ra hàm lượng cacbon trong kim loại một cách gần đúng theo dãy số so sánh sau:

- Hàm lượng C,%	0,05	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
- Độ cứng kim loại, MPa	1100	1200	1350	1560	1650	1800

11.6.2. Bêtông

Trong chương 8 đã trình bầy về các phương pháp xác định đặc trưng vật liệu bêtông trên kết cấu.

11.7. XỬ LÝ KẾT QUẢ ĐO VÀ PHÂN TÍCH KẾT LUẬN

Công việc này đòi hỏi trình độ kiến thức và kinh nghiệm nhiều năm của kỹ sư thanh tra. Thường áp dụng các phương pháp xử lý thống kê số liệu đo đạc, như đã được học ở môn học toán thống kê xác suất. Tuy nhiên nếu có ít số liệu thì phương pháp này không áp dụng được.

Nói chung thường cần phân tích các số liệu đo sau:

- Số liệu thử cường độ bêtông (bằng các phương pháp khác nhau).
- Số liệu đo độ võng các dầm chủ dưới tác dụng của hoạt tải xếp lệch để suy ra hệ số phân bố ngang hoạt tải.
- Số liệu điều tra và đo độ rộng, độ dài các vết nứt bêtông, các vết nứt trên kết cấu thép.
- Số liệu đo góc xoay ở các mối dầm thép.
- Số liệu đo biến dạng và ứng suất.
- Số liệu đo dao động để suy ra trị số của hệ số xung kích (1+μ) và chu kỳ dao động riêng T của kết cấu nhịp.
- Số liệu thí nghiệm vật liệu thép và cốt thép (nếu có).

Trong phạm vi tài liệu này chỉ giới thiệu một số vấn đề xử lý kết quả chủ yếu.

11.8.1. Hệ số phân bố ngang hoạt tải

Căn cứ vào kết quả đo độ võng giữa nhịp cầu của các dầm chủ (dàn chủ) dưới tác dụng hoạt tải xếp trên cầu theo một cách nào đó (hoặc chính giữa phần xe chạy, hoặc lệch về thượng lưu, hoặc lệch về hạ lưu) có thể tính ra hệ số phân bố ngang của từng dầm chủ đó tương ứng cách xếp tải đã thực hiện.

Công thức tính toán là:

$$K_i = \frac{y_i}{\sum_{1}^{n} y_j} \qquad (11.17)$$

trong đó:

K_i - hệ số phân bố ngang của dầm (dàn) thứ i

y_i - độ võng của dầm thứ i

$\sum_{1}^{n} y_j$ - tổng độ võng của tất cả các dầm (dàn) chủ

n - số lượng dầm (dàn chủ)

Khi tính toán lại kết cấu cần phải sử dụng hệ số phân bố ngang thực tế này chứ không dùng trị số tính toán lý thuyết nữa.

11.8.2. Xử lý số liệu đo ứng biến

Căn cứ kết quả đo bằng tenxomét cơ hay tenxomét điện, đối với kết cấu thép như thanh dầm thép có thể suy diễn ra ứng suất hoạt tải theo định luật Hook:

$$\sigma = E.\varepsilon \qquad (11.18)$$

Tuy nhiên đối với kết cấu bêtông việc suy diễn này phải thận trọng và chỉ có ý nghĩa tham khảo ở mức độ gần đúng vị trí số môđun đàn hồi thực tế của bêtông cầu cũ nói chung là không xác định được đúng. Mặt khác ngay cả đối với phần bêtông chịu nén của mặt cắt, việc suy diễn ứng suất hoạt tải theo công thức trên cũng gượng ép vì quan hệ tuyến tính giữa σ và ε đối với bêtông chịu nén chỉ đúng khi ứng suất $\sigma \leq 0{,}2R_u$. Trong các cầu cũ thực tế ứng suất do riêng tĩnh tải cũng đã có thể vượt quá trị số $0{,}2R_u$. Vì vậy khi có thêm hoạt tải nữa thì quan hệ σ và ε càng không đủ căn cứ để coi là tuyến tính nữa.

Đối với bêtông vùng chịu kéo, công thức định luật Hook hoàn toàn không thể áp dụng được. Vì vậy kết quả đo ε ở vùng này cần xem xét kỹ có thể coi đó là phép đo độ rộng vết nứt chứ không phải là đo độ dãn kéo dài tương đối ε.

Để nói về ứng suất trong cốt thép chịu kéo, nhất thiết phải đục bỏ lớp bêtông bảo hộ và gắn tenxomét cơ học hoặc lá điện trở vào trực tiếp cốt thép nhằm đo trị số ε của nó. Từ đó có thể dùng định luật Hook để tính ra ứng suất cốt thép được.

Hiện nay trong công tác đo cầu ở Việt Nam còn rất hãn hữu bố trí đo theo trạng thái ứng suất phẳng mà thường chỉ đo theo trạng thái ứng suất đường. Đối với các thanh dàn chịu lực dọc trục cũng như đối với các bản cánh dầm, đo như vậy là tạm đủ nhưng đối với phần bản bụng dầm, bản nút dàn và những trường hợp mà trạng thái ứng suất phẳng thể hiện rõ thì phải bố trí các tenxomét cơ học hoặc lá điện trở theo các hướng khác nhau để từ kết quả đó suy ra trị số và hướng của các ứng suất chính.

Xét ví dụ một mặt cắt ngang cấu kiện như hình 11.29 đã đặt các tenxomét để đo biến dạng thớ tại các điểm 1, 2, 3, 4 là $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \varepsilon_4$. Theo định luật Hook suy ra các trị số ứng suất $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$. Căn cứ các đặc trưng hình học mặt cắt (F, I_x, I_y, x_1, x_2, x_3, x_4, y_1, y_2) và biểu đồ ứng suất như hình vẽ.

Ta lập được phương trình:

$$\varepsilon_1 E = \sigma_1 = \frac{N}{F} + \frac{M_{x.y_1}}{I_x} - \frac{M_{y.x_1}}{I_y} \quad (11.19)$$

$$\varepsilon_2 E = \sigma_2 = \frac{N}{F} + \frac{M_{x.y_1}}{I_x} - \frac{M_{y.x_2}}{I_y} \quad (11.20)$$

$$\varepsilon_3 E = \sigma_3 = \frac{N}{F} + \frac{M_{x.y_2}}{I_x} - \frac{M_{y.x_3}}{I_y} \quad (11.21)$$

$$\varepsilon_4 E = \sigma_4 = \frac{N}{F} + \frac{M_{x.y_2}}{I_x} - \frac{M_{yx_4}}{I_y} \quad (11.22)$$

Khi giải hệ này ta tìm được các nội lực N, M_x, M_y. Ở đây có 4 phương trình mà chỉ có 3 ẩn số nên chúng ta có khả năng kiểm tra độ chính xác của phép đo đã thực hiện. Muốn vậy chỉ cần xác định một nội lực nào đó bằng cách giải các nhóm phương trình khác nhau. Ví dụ giải hệ 3 phương trình 1, 2, 3 thì ta tìm được N_1, M_{x_1}, M_{x_2} còn khi giải hệ 3 phương trình 2, 3, 4 lại được N_2, M_{x_2}, M_{y_2}. Chênh lệch giữa các trị số N_1 với N_2, M_{x_1} với M_{x_2}, M_{y_1} với M_{y_2} sẽ suy đoán về sai số đo đạc và ảnh hưởng của các yếu tố như cong vênh cục bộ, ứng suất tập trung, mômen xoắn v.v... Tóm lại để đánh giá sai số đo đạc thì phải tăng số lượng điểm đo biến dạng nhiều hơn số lượng các yếu tố nội lực cần tính.

11.8.3. Xử lý kết quả đo động

Khi thử tải động đối với cầu, kết quả đo được ghi lên băng giấy hoặc phim dưới dạng biểu đồ dao động như hình 11.30.

Hệ số xung kích thực tế được suy ra từ kết quả đo theo công thức sau:

$$(1+\mu) = \frac{y_{max}}{y} \quad (11.23)$$

trong đó:

y_{max} - độ võng lớn nhất khi hoạt tải chạy qua

y - độ võng tĩnh khi hoạt tải đứng yên

Mỗi tốc độ xe thử chạy qua cầu sẽ cho một vị trí số (1+ μ) riêng. Do đó khi thử lần đầu phải cho xe chạy với vài tốc độ khác nhau 20, 25, 35, 45 km/h lần lượt. Thông thường trên cầu ôtô hệ số xung kích lớn nhất ứng với tốc độ từ 25 - 35 km/h.

Để tìm độ võng y phải vẽ thêm đường trung bình lên biểu đồ độ võng như hình 11.30. Trên hình đó cũng giải thích cách xác định các thời điểm xe ra vào cầu.

Để xác định chu kỳ T và tần số f của dao động trên một đoạn biểu đồ dao động thì phải đếm số dao động n trên ứng với thời gian t rồi dùng các công thức sau:

$$T = \frac{t}{n} \; ; f = \frac{n}{t} = \frac{1}{T} \qquad (11.24)$$

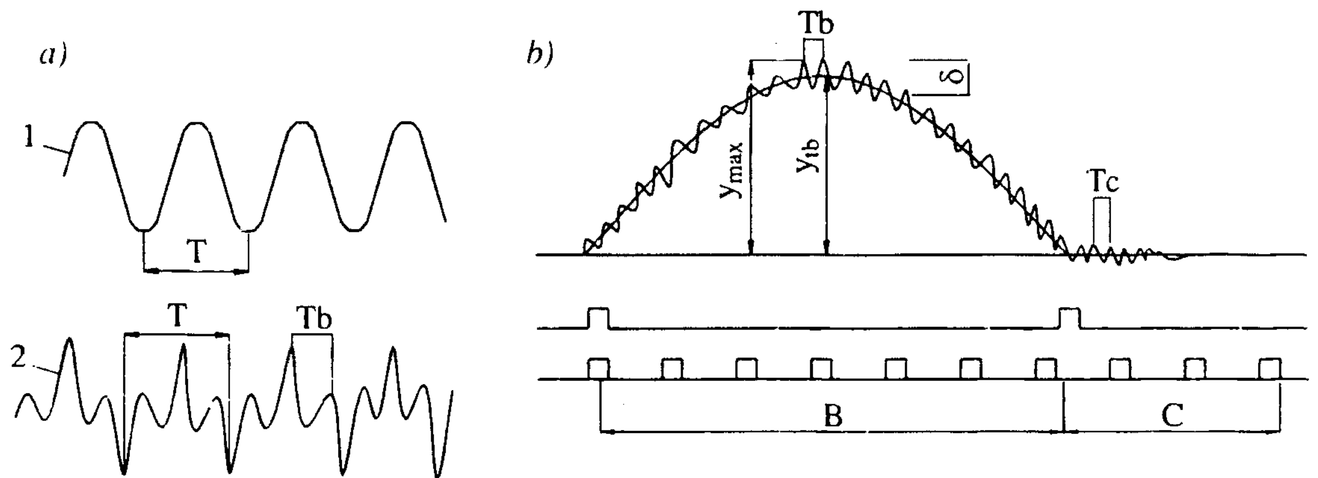
Công thức trên dùng chung cho cả khi xét dao động cưỡng bức và dao động riêng. Muốn tính chu kỳ dao động riêng T_c để so sánh với trị số mà quy trình thiết kế cầu cho phép thì phải đếm đo trên đoạn c của biểu đồ (xem hình 11.30).

Để đọc các băng ghi dao động phải có kính phóng đại với vạch chia cự ly đọc chính xác đến 0,1mm.

Trong lúc nhận xét kết quả thử tải phải xét toàn diện tất cả các vấn đề. Chú ý phân tích nguyên nhân và hậu quả của các hư hỏng, các hiện tượng độ võng dư và ứng suất dư của kết cấu. Phải có nhận xét về tuổi thọ của kết cấu.

Sau khi tính toán đầy đủ các số liệu đo, báo cáo tổng kết cần làm theo trình tự nội dung sau:

- Mô tả kết cấu và toàn bộ cầu.
- Nêu các số liệu tóm tắt rút ra từ hồ sơ thiết kế.
- Nêu các vấn đề đặc biệt xảy ra trong quá trình thi công.
- Mô tả các khuyết tật và hư hỏng.
- Nhắc lại yêu cầu và nội dung thử nghiệm cầu.
- Danh mục các dụng cụ, thiết bị được dùng để thử nghiệm cầu.
- Tải trọng thử cầu đã sử dụng.
- Trình tự thử tải cầu.
- Các hiện tượng phát sinh trong quá trình thử.
- Các kết quả đo đạc thử tĩnh và thử động ở tất cả các điểm đo dưới mỗi cấp tải trọng.
- Phân tích các số liệu có kết hợp với các tài liệu kiểm tra và đặc điểm của kết cấu.
- Đánh giá mức độ đúng đắn về những giả thiết tính toán và giải pháp kết cấu của đồ án.
- Những kết luận về trạng thái chất lượng của công trình và khả năng thông qua của hoạt tải.
- Những đề nghị về quản lý công trình, các chỉ dẫn về giải pháp kỹ thuật cần áp dụng nhằm khắc phục những sai sót hư hỏng đã phát hiện.
- Kèm theo báo cáo chung còn có các tài liệu kỹ thuật phản ánh quá trình đo đạc như hồ sơ thiết kế thử tải, ảnh chụp các dao động, biểu đồ ứng suất và độ võng và các tài liệu minh hoạ khác.



Hình 11.30. Biểu đồ ghi dao động cưỡng bức (a) và dao động riêng (b)
B - Đoạn ghi dao động cưỡng bức; C - Đoạn ghi dao động riêng.
T_B - Chu kỳ dao động cưỡng bức; T_C - Chu kỳ dao động riêng

Để đánh giá tốc độ tắt dần của dao động riêng cần phải tính hệ số tắt dần:

$$\psi = \ln \frac{A_n}{A_{n+1}} \tag{11.25}$$

trong đó: A_n, A_{n+1} là các biên độ của dao động.

11.8.4. Đánh giá và nhận xét kết quả thử tải cầu

Căn cứ phân tích kết quả thử tải cầu có thể nhận xét về các vấn đề sau:

- Mức độ thích hợp của phương pháp tính toán đã áp dụng.
- Độ chính xác và trình độ công nghệ chế tạo kết cấu.
- Đặc điểm cụ thể về tác động của tải trọng lên cầu.
- Các đặc trưng thực tế của trạng thái ứng suất của các bộ phận và các mối nối.
- Ảnh hưởng của những yếu tố khác nhau và các khuyết tật, hư hỏng đến trạng thái kỹ thuật của kết cấu cầu.
- Xác định độ an toàn thông xe qua cầu của hoạt tải cụ thể hoặc hoạt tải tiêu chuẩn nào đó: Trọng tải xe, cách cho xe qua cầu, tốc độ cho phép...
- Đề nghị về công tác duy tu sửa chữa hoặc nâng cấp cầu.

Mức độ chênh lệch giữa các trị số tính ra được và trị số đo được của cùng một đại lượng vật lý được đánh giá bằng hệ số kết cấu:

$$\eta_k = \frac{\chi_{do}}{\chi_{tinh}} \tag{11.26}$$

χ_{do}, χ_{tinh} - các trị số đo được và tính được.

Các hệ số kết cấu sẽ dùng để đánh giá năng lực chịu tải thực tế của kết cấu.

Phụ lục 1 (chương 2)

MẪU NHẬN DẠNG CÔNG TRÌNH

Cơ quan thực hiện kiểm định:

Tên cầu

Hồ sơ nhận dạng

Ngày lập

Số trang:

1. Nhận dạng công trình

Số liệu nhận dạng		
Tỉnh	Tuyến	Mốc cây số
Nguồn gốc và tên công trình		
Quận - huyện xã		

Chủ công trình

Cơ quan quản lý

Chướng ngại vượt qua

Ảnh công trình (chính diện)

Sơ đồ trạng thái

Phối cảnh sơ hoạ vị trí với các chỉ dẫn:

+ Các điểm mốc được đánh số

+ Hướng, đánh số, cột mốc

+ Hướng dòng chảy trên sông

+ Số đánh trụ mố

2. Các đặc trưng tổng thể

2.1. Dạng kết cấu (mô tả tóm tắt: Hệ mặt cầu, trụ mố, móng..)

2.2. Vật liệu kết cấu:

2.3. Khổ phải vượt qua:

2.4. Chiều dài công trình:

2.5. Độ xiên của công trình:

2.6. Các công trình bảo vệ gần kề: (mô tả)

2.7. Bán kính cong trên mặt bằng tuyến

2.8. Mặt cắt dọc tuyến (bản chất - độ dốc)

2.9. Mặt cắt ngang tuyến (bản chất - độ dốc)

2.10. Chiều rộng công trình giữa các thiết bị an toàn (lan can - gờ chắn)

* Chiều rộng mặt đường xe chạy

* Đường cho người đi bộ (số lượng, chiều rộng)

* Số làn xe

2.11. Số nhịp

2.12. Khẩu độ nhịp (theo hướng)

2.13. Số trụ (trong nước, trong đất)

2.14. Giới hạn tải trọng

Ngày quyết định

2.15. Giới hạn khổ

Đường vượt (tầng trên)

Khổ ngang	Ngày QĐ
Chiều cao giới hạn	Ngày QĐ

Đường bị vượt (tầng dưới)

Khổ ngang	Ngày QĐ
Chiều cao giới hạn	Ngày QĐ

2.16. Giới hạn tốc độ

Đường vượt

Đường bị vượt

2.17. Sơ đồ bố trí biểu mốc, biểu hiện, dẫn hướng

- Theo mặt cắt dọc (với trụ và móng)
- Theo mặt bằng
- Các mặt cắt ngang tiêu chuẩn (ở mố, ở trụ)
- Các ảnh chụp và các sơ đồ đặc biệt (có thuyết minh kèm theo)

2.18. Sắp xếp đưa vào sử dụng (mô tả, các mốc thời gian quan trọng, các tài liệu)

2.19. Trường hợp đình chỉ giao thông trên (hoặc dưới) công trình

* Có thể chuyển đi theo đường

* Có thể chuyển đi theo đường vượt

* Có hay không có một kế hoạch tổ chức lại giao thông

2.20. Có hay không có các vùng ảnh hưởng tới công trình

* Các đặc trưng khu vực cầu (xâm thực nước, dòng chảy, không khí, nhiệt độ, giao thông...)

* Có nguy cơ va chạm của vật nổi khi lũ

* Có nguy cơ va chạm tàu thuyền, xe cộ vào hệ mặt cầu và trụ

3. Thiết kế xây dựng

3.1. Ngày tháng xây dựng

3.2. Ngày tháng đưa vào khai thác

3.3. Môi trường và các chỉ dẫn về địa chất

3.3.1. Đánh giá về sự ổn định của vùng đất có liên quan

3.3.2. Thuỷ văn (nước ngầm, chế độ nước....)

3.3.3. Đường và công trình cần dỡ có ở gần

3.4. Xây dựng

3.4.1. Cơ quan xây dựng

3.4.2. Các xí nghiệp tham gia xây dựng

3.4.3. Các giả thiết tính toán (các quy trình, những điểm đặc biệt)

3.4.4. Bản chất, nguồn gốc của vật liệu xây dựng

Các kết quả thí nghiệm kiểm tra

3.4.5. Phương pháp xây dựng và thi công hệ mặt cầu

3.4.6. Hệ thống chống gỉ (thành phần)

3.4.7. Loại mặt cầu (bản bêtông, bản trực hướng, bản không liên tục)

3.4.8 Các sự cố thi công

3.4.9. Tầng phòng nước (loại, vị trí)

3.4.10. Lớp phủ mặt cầu (loại, chiều dầy)

3.4.11. Hệ thống thoát nước (mô tả, vị trí)

3.4.12. Gối cầu (số lượng, loại dạng)

3.4.13. Thiết bị trên công trình (loại, vị trí)

3.4.14. Các hệ thống khác trên công trình (bản chất, kích thước, sự chừa chỗ)

3.4.16. Các thiết bị theo dõi công trình (bản chất, vị trí)

3.4.17. Các thiết bị phá huỷ công trình (bản chất, vị trí)

3.4.18. Các chú ý đặc biệt

4. Trạng thái tham khảo, sự hoạt động của công trình

Đối với mỗi mục sau đây cần đánh số, mô tả ngắn gọn và trích dẫn cho hồ sơ công trình.

4.1. Trạng thái tham khảo và các đặc trưng thông báo trong các tài liệu tổng kết các phần của hồ sơ.

4.2. Các nghiên cứu, thí nghiệm, khảo sát kiểm định (ngày tháng, kết quả)

4.3. Các ghi nhận về hư hỏng

(Thời gian, bản chất, vị trí, phát triển các khả năng xẩy ra)

4.4. Gia tải mặt đường (tĩnh tải)

(Thời gian, phương pháp, chiều dầy đổ tại chỗ)

4.5. Duy tu đặc biệt và hoạt động sửa chữa (Thời gian, bản chất, vị trí)

4.6. Dự án nâng cấp công trình (mở rộng, nắn thẳng)

4.7. Các điểm đặc biệt

(Thường xuyên thăm nom các trụ ngâm trong nước, các ghi chép về biến đổi địa hình, thăm nom chi tiết, những người giữ khoá các lối tiếp cận đặc biệt của công trình...)

5. Thư mục

- Bản đồ địa chất (số, ngày tháng, hồ sơ trích dẫn)
- Bản đồ địa hình (số, ngày tháng, hồ sơ trích dẫn)
- Ảnh trắc địa hàng tháng (số, ngày tháng, tài liệu tham khảo)
- Trích dẫn các hoạt động hành chính liên quan đến công trình (các thoả ước quốc tế, phí khai thác).

Phụ lục 2 (chương 2)

MẪU BÁO CÁO KIỂM TRA HÀNG NĂM

Cơ quan tiến hành: Chỉ số nhận dạng

Kiểm tra: Ngày lập báo cáo

Tờ số:

Báo cáo kiểm tra hàng năm

Biên bản này gồm.... trang. Mỗi trang phải được ghi chỉ số nhận dạng và ngày lập báo cáo.

1. Nhận dạng công trình

Chỉ số nhận dạng		
Tỉnh		
Nguồn gốc và tên công trình		

Ảnh chụp công trình (nếu có)

2. Lý lịch công trình

2.1. Các tài liệu (tham khảo) trích dẫn

- Ngày tháng xây dựng công trình
- Ngày tiến hành kiểm tra hàng năm gần nhất
- Ngày kiểm tra chi tiết gần nhất
- Ngày tháng của lần kiểm tra theo quy trình cuối cùng có liên quan đến công trình
- Ngày kiểm tra gần nhất đối với các móng trong nước
- Ngày kiểm tra gần nhất các thiết bị cơ khí, điện, cơ điện lắp đặt trên công trình
- Ngày tháng và nội dung can thiệp gần nhất đối với vùng ảnh hưởng của công trình
- Ngày tháng gần nhất ra các tài liệu thông báo

2.2. Các nhận xét và công việc can thiệp vào công trình từ khi tiến hành kiểm tra hay kiểm định gần nhất (mô tả, thời gian, tài liệu tham khảo về hồ sơ công trình)

2.3. Công việc duy tu đặc biệt và các sửa chữa đã tiến hành từ lần kiểm tra hàng năm gần nhất.

2.4. Các đợt đo đạc, thí nghiệm tiến hành từ lần kiểm tra, khảo sát gần nhất (mô tả, ngày tháng, tài liệu tham khảo về công trình):

3. Các điều kiện kiểm tra

3.1. Ngày kiểm tra

3.2. Nhóm kiểm tra (tên và chức năng)

3.3. Những thành viên tham gia kiểm tra khác (tên, chức năng)

3.4. Phương tiện thực hiện (phương tiện tiếp cận, tín hiệu tạm thời)

3.5. Các điều kiện khí quyển (nhiệt độ, lượng mưa trong tháng trước ngày kiểm tra)

3.6. Các điều kiện đặc biệt của việc kiểm tra (các khó khăn, các sự cố)

4. Các nhận xét

Mỗi một nhận xét cần thiết phải khoanh vùng, mô tả và nếu có thể đưa ra các chỉ dẫn bằng số (chiều rộng, chiều dài, diện tích, khổ mở và nếu cần thiết vẽ chụp ảnh đính kèm)

4.1 Vùng ảnh hưởng tiếp cận công trình và vùng dẫn vào cầu

4.1.1. Khoảng rộng vùng kiểm tra

4.1.2. Vùng dẫn vào cầu và vùng tiếp cận công trình

- Đất đắp, mái dốc, phần trụ nón, kè đá (sự ổn định, rãnh xói, lún, xói mòn, dị vật khác...)
- Hệ thống dẫn và tiêu nước xung quanh công trình (tồn tại bản chất hoạt động...)
- Đường và lớp như đường đầu cầu (nứt, xốp, bóc tách, lõm, các hư hỏng đặc biệt).
- Các kết cấu của đường đầu cầu gắn với công trình (bậc thang, sự lún, tụ nước).
- Các thiết bị bảo vệ (tồn tại, bản chất, sự thẳng hàng, tình trạng).
- Các nhận xét khác (chuyển dịch hay nghiêng ngả không bình thường của cây cối, cột điện, cột dây điện thoại, các đoàn súc vật có thể gây hư hỏng công trình, các vấn đề khác, các công việc tiến hành xung quanh...)
- Các công trình phụ trợ (các công trình ngầm, các tuyến khai thác, hay các người khác được quyền khai thác tuyến)

4.2. Trạng thái chung của hệ mặt cầu

4.2.1. Trắc dọc tổng thể của công trình (tính thẳng hàng, sự đứt gẫy nếu có của lan can, tính bằng phẳng, cân đối, nếu cần đính kèm với báo cáo này)

4.2.2. Đường và lớp áo đường trên cầu (nứt xốp, các hư hỏng đặc biệt, lớp phủ thêm):

4.2.3. Đường người đi và gờ chắn bánh (tính thẳng hàng, lún sụt, đứt gẫy, thiếu chi tiết, việc so sánh chiều cao gờ chắn bánh thực tế với chiều cao trong hồ sơ thiết kế cho phép kiểm tra việc mặt đường đã được phủ thêm hay chưa).

4.2.4. Các thiết bị bảo vệ (có hay không, bản chất sự thẳng hàng, trạng thái).

4.2.5. Các hệ thống dự trữ khác (có hay không, bản chất việc sử dụng trạng thái...)

4.26. Các thiết bị theo dõi, các thiết bị kiểm tra sự cân bằng (có hay không, tình trạng, mô tả...)

4.2.7. Các vấn đề khác (sự hiện diện của cây cỏ, các vấn đề khác...)

4.3. Tình trạng chống gỉ công trình (chỉ rõ các vùng có khuyết tật về gỉ)

4.4. Thử nghiệm dầm chủ

4.4.1. Các công trình bằng sắt, thép.

- Biến dạng dầm chủ hay các chi tiết dầm chủ (mất ổn định, nghiêng lệch, biến dạng tức thời...)
- Tình trạng liên kết:
    + Công trình liên kết đinh tán hay bulông (đứt gãy hay thiếu đinh tán, bulông):
    + Công trình liên kết đinh tán hay hàn (nứt do mỏi)

4.5. Mặt cầu

4.5.1. Mặt cầu là bản bêtông cốt thép, là vòm gạch cuốn (thấm nước, có thạch nhũ...)

4.5.2. Mặt cầu kim loại (nứt...)

4.6. Gối cầu (trạng thái, tính di động...)

4.7. Khớp gối (tình trạng, hoạt động):

Đối với các mục từ 4.3 đến 4.7, nội dung liệt kê chưa kỹ, có thể tham khảo tài liệu "các hư hỏng bên ngoài của các cầu kim loại".

4.8. Móng

Các biểu hiện về sự vận động của móng, trạng thái ngâm, sự xói, gỉ, công tác vét bùn nạo sạch cây rác, trong trường hợp có thể khai thác lời khuyên của các thợ hàn.

4.9. Các thiết bị vào kiểm tra và bảo dưỡng: Cửa vào, thang dây, sân đỡ, bậc thang chiếu sáng bên trong (có hay không, tình trạng an toàn).

4.10. Các thiết bị ở hầm nếu có (trạng thái, thoát nước)

4.11. Các công trình phụ trợ.

4.12. Các vấn đề khác.

Các thiết bị cơ khí, cơ điện nếu có (sự tồn tại, trạng thái, vận hành).

4.13. Các ghi chú khác hay các vấn đề chung

(Sự lưu hành tải trọng nặng bất thường)

5. Kết luận

5.1. Nhận xét, khuyến dụ, quan điểm nếu có:

Chữ ký của người phụ trách

Kiểm tra, ngày...... tháng.........

5.2. Nhận xét của phân khu quản lý:

Ý kiến về trạng thái công trình chỉ dẫn về các dữ liệu tiếp theo hay đề nghị dữ liệu cho việc kiểm tra hàng năm.

Các quyết định có liên quan tới việc duy tu thường xuyên

Các đề nghị duy tu đặc biệt

Các đề nghị về kiểm tra thêm

Các đề nghị kiểm tra chi tiết đặc biệt

Các đề nghị khác

Chữ ký của phụ trách phân khu

Ngày.......... tháng..........

5.3. Phê duyệt và chỉ dẫn của kỹ sư quản lý vùng đối với phân khu

Chữ ký của kỹ sư quản lý vùng

Ngày........ tháng........

Phụ lục 3 (chương 2)

MẪU BÁO CÁO KIỂM TRA CHI TIẾT
(Định kỳ hay đặc biệt)

Mẫu này áp dụng để kiểm tra chi tiết định kỳ hay đặc biệt, trừ các loại kiểm tra khác như kiểm tra chi tiết trước khi hết bảo hành... Đối với các hình thức kiểm tra đó, các cán bộ kiểm tra có thể thay đổi và sửa chữa một số nội dung trong mẫu này cho phù hợp với mục đích kiểm tra.

Kiểm tra chi tiết nếu trùng với kỳ kiểm tra hàng năm thì kết quả các điểm kiểm tra hàng năm không cần trích dẫn vào nếu không có biểu hiện thay đổi.

Cơ quan tiến hành Kiểm tra

Chỉ số nhận dạng
Ngày lập báo cáo
Tờ số:

BÁO CÁO KIỂM TRA CHI TIẾT

Báo cáo gồm trang, mỗi trang cần ghi số chỉ số nhận dạng và ngày lập báo cáo:

1. Nhận dạng công trình

Chỉ số nhận dạng		
Tỉnh		

Nguồn gốc và tên công trình	

- Ảnh chụp công trình nếu có

2. Các đặc tính chung

2.1. Sơ đồ cơ bản

- Mặt cắt dọc
- Mặt bằng
- Mặt cắt ngang
- Mặt bằng chi tiết (cần thiết để hiểu báo cáo)

2.2. Ảnh (ngày chụp và lai lịch)

3. Lý lịch công trình

3.1. Các tài liệu trích dẫn

3.1.1. Ngày xây dựng công trình

3.1.2. Ngày kiểm tra chi tiết gần nhất

3.1.3. Ngày và nội dung các hoạt động theo dõi công trình tiến hành từ lần kiểm tra chi tiết trước.

3.1.4. Ngày kiểm tra theo quy trình lần cuối cùng trên công trình thuộc lĩnh vực công cộng.

3.1.5. Ngày và nội dung kiểm tra các móng trong nước gần nhất.

3.1.6. Ngày và nội dung can thiệp vào vùng ảnh hưởng công trình gần nhất

3.1.7. Ngày công bố tài liệu mô tả (hình dung biểu) gần nhất

3.1.8. Ngày công bố kế hoạch kiểm tra chi tiết gần nhất.

3.1.8. Ngày kiểm tra việc lắp đặt các bộ phận cơ khí, điện, điện cơ gần nhất trên công trình.

3.2. Những nhận xét và công việc đã làm từ lần kiểm tra cuối cùng.

Liệt kê ngày tháng và trích dẫn cho hồ sơ công trình với sự giải thích trong khuôn khổ vận động (phát triển) của công trình.

3.3. Các công việc duy tu thường xuyên, đặc biệt hay các công việc sửa chữa từ lần kiểm tra chi tiết gần nhất.

Liệt kê ngày tháng và trích dẫn cho hồ sơ công trình, đánh giá các kết quả nhận được.

3.4. Các đợt đo đạc và thí nghiệm khác đã tiến hành kể từ lần kiểm tra chi tiết gần nhất.

Liệt kê ngày tháng và trích dẫn cho hồ sơ công trình với việc giải thích các kết quả trong khuôn khổ vận động chung của công trình.

3.5. Tiến triển (vận động) của công trình trước khi kiểm tra.

Phân tích có xét đến các chỉ dẫn và định hướng từ tài liệu tổng hợp của hồ sơ công trình (hồ sơ 1 và các báo cáo trước đó 2).

4. Các điều kiện kiểm tra

4.1. Ngày kiểm tra

4.2. Đơn vị kiểm tra: tên, chức năng

4.3. Những người tham gia kiểm tra khác: tên, chức vụ

4.4. Phương tiện thi công (lối vào, tín hiệu, xuồng, thang, các vật tư khác).

4.5. Điều kiện khí quyển (nhiệt độ, lượng mưa tháng trước khi tiến hành kiểm tra)

4.6. Các điều kiện đặc biệt của kiểm tra (khó khăn, sự cố...).

5. Các nhận xét

Mẫu báo cáo kiểm tra hàng năm (mẫu 2) liệt kê các điểm cần kiểm tra.

Ngoài ra cần quan tâm:

- Khái quát trạng thái chống gỉ công trình
- Thử chi tiết các liên kết

6. Đo đạc, thí nghiệm, ghi nhận thực trạng

- Sơ đồ hoá kết cấu
- Dùng búa kiểm tra gỉ về phía trong các liên kết
- Nghiên cứu kỹ lưỡng các vết nứt do mỏi (trong trường hợp vết nứt đã được ghi nhận trong quá trình kiểm tra hàng năm). Kiểm tra bằng chất lỏng gốc dầu.

7. Các tài liệu bản vẽ, ảnh chụp

8. Giải thích chi tiết tất cả các quan sát đã được thực hiện

9. Kết luận

9.1. Đánh giá trạng thái công trình và sự tiến triển của nó

9.2. Các đề nghị sửa đổi hay công bố

- Các tài liệu về tín hiệu

- Các hồ sơ công trình.

9.3. Các đề nghị có liên quan đến việc duy tu thường xuyên tuỳ thuộc vào thứ tự ưu tiên.

9.4. Những yêu cầu công việc duy tu đặc biệt và những sữa chữa cần thiết hay tiến hành tuỳ thuộc vào thứ tự ưu tiên.

9.5. Chữ ký của cán bộ chịu trách nhiệm kiểm tra chi tiết

Ngày ....tháng......

9.6. Nhận xét của phân khu quản lý.

- Ý kiến về trạng thái công trình

- Chỉ dẫn về các dữ liệu tiếp theo hay đề nghị dữ liệu cho việc kiểm tra chi tiết.

- Các đề nghị về duy tu đặc biệt.

- Các đề nghị theo dõi thêm, đề nghị nghiên cứu hay đề nghị sửa chữa.

- Các đề nghị khác.

Chữ ký của phụ trách phân khu, ngày tháng

9.7. Phê duyệt và chỉ dẫn của kỹ sư quản lý vùng đối với phân khu

Chữ ký và của kỹ sư quản lý vùng

Ngày..... tháng......

Phụ lục 4 (chương 8)

TRÌNH TỰ TIẾN HÀNH XÁC ĐỊNH ĐƯỜNG KÍNH CỐT THÉP BẰNG MÁY ĐO ĐIỆN TỬ IZC-3

(trích Tiêu chuẩn xây dựng)

I. Xác định vị trí và chiều dày lớp bảo vệ của cốt thép

Đặt đầu dò trên mặt bêtong của cấu kiện, theo các thang đo của máy hoặc đường quan hệ tiêu chuẩn. xác định một số giá trị chiều dày lớp bêtông bảo vệ X_i đối với từng loại đường kính cốt thép từ dãy đường kính được dự kiến có thể được sử dụng làm cốt thép của cấu kiện.

Giữa đầu dò và bề mặt bêtông đặt một tấm mỏng có chiều dày d (ví dụ bằng 10mm) và lại tiến hành đo xác định khoảng cách từ đầu dò đến cốt thép Y_i đối với mỗi đường kính có thể có của cốt thép. Với mỗi đường kính của cốt thép so sánh các giá trị do được X_i khi chưa có miếng kê với giá trị Y_i là giá trị máy đo chỉ thị khi có miếng kê. Đối với đường kính cốt thép cần tìm thì hiệu số D_i của Xi với Y_i phải là nhỏ nhất.

II. Ví dụ tính toán xác định đường kính cốt thép

Giả thiết cấu kiện có cốt thép đường kính từ 6 đến 16mm.

Dải chiều dày lớp bêtông bảo vệ từ 10 đến 30mm.

Sử dụng máy IZC-3 có thang đo trong các giá trị của chiều dày lớp bảo vệ đối với từng đường kính cốt thép.

Tiến hành đo khi đặt đầu dò lên mặt bêtông và với các tấm kê d =10mm.

Bảng 1. Kết quả đo và tính giá trị D_i

Kích thước tính bằng milimet

Kí hiệu	Các giá trị nhận được, đối với cốt thép có đường kính là				
	6	8	10	12	16
X_i	8	9	10	11	13
Y_i	5	6	8	10	11
D_i	3	3	2	1	2

So sánh các giá trị thu được qua các lần đo Xi và Y_i, $D_i = X_i - Y_i = 1$(giá trị nhỏ nhất) cho thấy rằng đường kính cốt thép là 12mm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Bộ Giao thông vận tải. *Quy trình kiểm định cầu trên đường ô tô 22TCN 243-98* Nhà xuất bản Giao thông vận tải , Hà Nội - 1999.
2. Bộ Giao thông vận tải. *Quy trình kiểm định cầu đường sắt 22TCN 258-99*. Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội - 2000.
3. Bộ Giao thông vận tải. *Cầu và Cống - Quy phạm thi công và Nghiệm thu, 22 TCN 266-2000.*
4. *TCVN 6054 - 1995. Bê tông- Phân mác theo cường độ nén.*
5. *TCVN 3105 - 1993. Hỗn hợp bê tông nặng và bê tông nặng - Lấy mẫu chế tạo và bảo dưỡng mẫu thử.*
6. *TCVN 3118 - 1993. Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ nén.*
7. *Các Tiêu chuẩn Việt Nam: TCVN 3119-1993; TCVN 3120-1993; TCVN 3126-1993;*
8. *TCXD 225-1998 Bê tông nặng - Đánh giá chất lượng Chỉ dẫn phương pháp xác định vận tốc xung siêu âm*
9. *20 TCN 162 - 1987. Bê tông nặng - Phương pháp xác định bằng súng bật nẩy.*
10. *TCXD 171 - 1989. Bê tông nặng - Phương pháp không phá hoại sử dụng kết hợp máy đo siêu âm và súng bật nẩy để xác định cường độ nén.*
11. *TCXDVN 262- 2001. Bê tông nặng - Phương pháp xác định hàm lượng Clorua trong cốt liệu và bê tông.*
12. *TCXDVN 294 - 2003. Bê tông cốt thép - Phương pháp điện thế kiểm tra khả năng cốt thép bị ăn mòn.*
13. *TCXDVN 240 - 2000. Kết cấu bê tông cốt thép - Phương pháp điện từ xác định chiều dày lớp bê tông bảo vệ, vị trí và đường kính cốt thép trong bê tông.*
14. *TCXDVN 239 - 2000. Bê tông nặng - Chỉ dẫn đánh giá cường độ bê tông trên kết cấu công trình.*
15. Liên hiệp Đường sắt Việt Nam. Báo cáo đề tài NCKH cấp Bộ: *Chẩn đoán năng lực chịu tải móng mố trụ cầu đường sắt.* Hà Nội - 2000.
16. Nguyễn Viết Trung. *Khai thác, kiểm định, sửa chữa, tăng cường cầu.* Đại học Giao thông vận tải, Hà Nội -1995.
17. Nguyễn Viết Trung. *Những phương pháp mới sửa chữa, nâng cấp công trình bê tông cốt thép.* Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội - 1994.

18. Võ Văn Thảo. *Mô hình hóa kết cấu xây dựng* . Đại học Xây dựng, Hà Nội - 1990.

19. Võ Văn Thảo. *Giáo trình 'Thí nghiệm công trình"* Đại học Xây dựng, Hà Nội - 1994.

20. Phan Văn Khôi. *Cơ sở đánh giá độ tin cậy* . Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội - 2001.

21. Bùi Đức Chính. *Áp dụng bệnh học công trình và tin học đánh giá cầu BTCT thường nhịp đơn giản.* Luận án Tiến sỹ, Viện KHCN Giao thông vận tải, Hà Nội 2002.

22. Phạm Xuân Khang. *Chẩn đoán kết cấu nhịp cầu bằng phương pháp dao động.* Luận án Tiến sỹ, Viện KHCN Giao thông vận tải, Hà Nội - 2001.

23. Dalley J. W., Riley W. F. *Experimental Stress Analysis.* New York. Mc Grow - Hill - 1965.

24. AASHTO. *LRFD Bridge Design Specification SI Unit.* Washington D.C. 1998.

25. *American Concrete Institute.* The 2003 Manuel of Concrete Pratice, 2003.

26. Ecole Nationale des Ponts et Chaussees. *Entretien, Reparation et Reinforcement des Ourrages en beton.* Pari - 1991.

27. Hartle, R.A., Amrheim, W.J.,Wilson, K.E.,baughman, D.R., and Tkacs, J.J. *Bridge Inspectors Training Manual/90.* FHWA-PD-91-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1990.

MỤC LỤC

CHẨN ĐOÁN
CÔNG TRÌNH CẦU

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản :
TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập : NGUYỄN MINH KHÔI
Chế bản : VŨ HỒNG THANH
NGUYỄN ĐỨC VƯƠNG
Sửa bản in : NGUYỄN MINH KHÔI
TRẦN THU HẰNG
Trình bày bìa : NGUYỄN HỮU TÙNG